



دانشگاه بسمان

بنام خدا

جزوه درس:

# سازه های فلزی پیشرفته

جهت دوره کارشناسی ارشد

تعداد واحد: ۳ واحد

مدرس: دکتر گرامی

(عضو هیئت علمی و استادیار دانشگاه)

## سازه‌های فولادی ۱

تعداد واحد : ۳

نوع واحد : نظری اجباری

پیشنیاز : تحلیل سازه‌ها (۱)

سرفصل درس ( ۵۱ ساعت )



۱- اصول طراحی - آئیننامه‌های طراحی - سیستم‌های ساختمانی - معیار بار ایمنی.

۲- انواع فولاد - فولادهای ساختمانی - رفتار فولاد ( دیاگرام تنش -

کشش ، اثر حرارت ، خستگی ، تردشکنی ، هوازدگی و ... ) انواع

پروفیل‌های فولادی ساختمانی

۳- طراحی اعضای کششی - تعیین سطح مقطع مؤثر اعفاء کششی - اثر سوراخ

در طرح این اعفاء

۴- طراحی اعفاء فشاری تحت اثر بار محوری - پایداری اعفاء فشاری -

کمانش موضعی - نسبت‌های عرض به ضخامت - طول مؤثر ستون‌ها.

۵- طرح اعفاء خمشی با و بدون تکیه‌گاه جانبی - اثرات مشخصات

نیمرخ‌پاد طراحی (مقاطع فشرده و غیر فشرده) - طول مهار نشده -

تغییر شکل تیرها - ورق‌های زیرسری در تیرها - تیرهای ممتد ( پیوسته )

۶- طرح اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش ( تیرستونها ) - خمش

دومحوری - کشش و خمش .

۷- طرح ستونهای ترکیبی بایستهای مایل یا افقی - طرح ستونهای

تشکیل شده از چند تیرمخ در کنار هم

۸- طراحی تیرهای لانه زنبوری و تیرهای مرکب

۹- طراحی ورقهای پایه برای ستونها و تیرستونها

توجه : مطالب این درس باید هماهنگ با مفاد آئیننامه رسمی

ساختمانهای فولادی ایران باشد. به نحویکه دانشجویان بانحوه صحیح

استفاده از آئیننامه آشنائی کامل پیدانمایند.



## سازه‌های فولادی ۲

تعداد واحد: ۲

نوع درس: نظری اجباری

پیشنیاز: سازه‌های فولادی ۱

سرفصل درس: (۳۳ ساعت)



۱- طراحی تیوروتها شامل طراحی بال، جان و تقویت کننده‌های عرضی  
روشهای تقویت بال تیرها - تعیین تنش مجاز برشی در جان تیرها -  
میدان گشش -

۲- بادبندها و اصول طراحی آنها.

۳- مسائل حاضر در طراحی تیرها و ستونها - لهیدگی و جاری شدن جان  
تیرها و ستونها - اثرات بارهای متمرکز در جان و بال و روشهای طراحی  
و تقویت

۴- تئوری پیچش در تیرها و معادلات دیفرانسیل با شرایط مرزی -  
ترکیب پیچش و خمش در تیرها و بدست آوردن تنش‌های برشی و خمشی  
حداکثر - کماتش پیچشی

۵- مسائل و تکنولوژی احتمالات در سازه‌های فولادی - انواع پرچها -  
پیچها - پیچهای پر مقاومت و جوشها - روشهای جوشکاری و مسائل آن  
روشهای برقراری احتمالات پیچی امطکای.

۶- طراحی و محاسبه احتمالات تیوروتون ( ساده - ممان‌گیر) و طه  
ستونها، اتمال ستونها به ورق پایه.

**توجه:** مطالب این درس باید هماهنگ با مفاد آئیننامه رسمی  
ساختمانهای فولادی ایران باشد. به‌تجویه دانشجویان نحوه  
بکارگیری صحیح آئیننامه را فراگیرند.



## پروژه سازه‌های فولادی

تعداد واحد : ۱

نوع واحد : نظری

پیشنیاز: سازه‌های فولادی ۲ - تحلیل سازه‌ها (۲)

هدف:

کاربرد اصول درس سازه‌های فولادی در طرح یک سازه



سرفصل درس : ( عملی ۳۴ ساعت )

در این درس دانشجویان طرح کامل سازه فولادی یک بنا را که برنامه آن توسط استاد مربوطه مشخص خواهد شد ، ارائه میدهند و در جریان انجام آن عملاً با مفاهیمی که در دروس مربوطه به سازه‌ها دیده‌اند بهتر آشنا میشوند.



## سازه‌های فلزی پیشرفته

تعداد واحد: ۲

هدف: آشنا ساختن دانشجویان با اصول طراحی سازه‌های فولادی در انواع مختلف

سرفصل درس:

- ۱- اصول پایداری اجزاء فشاری در حد ارتجاعی و در ماوراء حد ارتجاعی، اثر تنشهای پسماند، طرح اعضاء فشاری در خرپاها و قابها، ناپایداری قابها، تعیین طول مؤثر اجزاء فشاری، بررسی میانی ضوابط آیین‌نامه‌ها
- ۲- اصول پایداری صفحات در حد ارتجاعی و در ماوراء حد ارتجاعی، بررسی میانی ضوابط آیین‌نامه‌ها
- ۳- پیچش در تیرها، پیچش در مقاطع و پروفیل‌های مختلف، ترکیب خمش و پیچش، کنناش پیچشی، تیرهای بدون تکیه‌گاه جانبی، بررسی خواص مقاطع مختلف، بررسی تکیه‌گاههای جانبی، بررسی میانی ضوابط آیین‌نامه‌ها
- ۴- طرح تیر ستونها: روشهای تحلیل پایداری تیر ستونها در شرایط مختلف بار محوری و بارهای جانبی و لنگرها، بررسی ضوابط آیین‌نامه‌ها و میانی آنها
- ۵- طرح تیرها با مقطع متغیر، طرح تیر ستونها با مقطع متغیر، تیر ورقهای دوگانه، بررسی ضوابط تئوری و آیین‌نامه‌ای
- ۶- طرح تیرهای مختلط از فولاد و بتن، اعمال تئوری تیر، تأثیر روشها، روشهای ساخت، اتصالات برشی، بررسی میانی ضوابط آیین‌نامه‌ها و کاربرد آن
- ۷- طرح اعضاء جدار نازک، اعضاء خمشی، اعضاء فشاری، و تیر ستونها و اتصالات آنها
- ۸- طرح و تحلیل انواع اتصالات
- ۹- طرح قابها، قابهای صلب، قاب بادبند و قاب بدون بادبند
- ۱۰- طراحی با توجه به خستگی، طرح اعضاء، اتصالات

توجه مهم: علاوه بر سرفصل فوق یادآوری نکاتی پیرامون سازه‌های صنعتی به شرح زیر ضروری است:

سالنهای صنعتی سنگین - بونکرها و سیلوها - مخازن مرتفع - پایدار - مخازن تحت فشار - دودکش‌ها

## فصل اول:

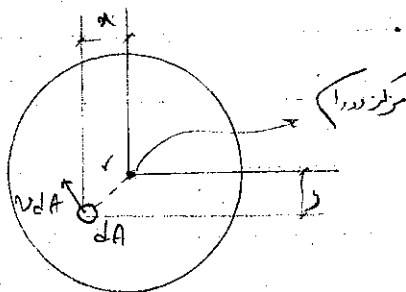
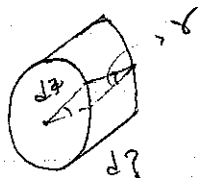
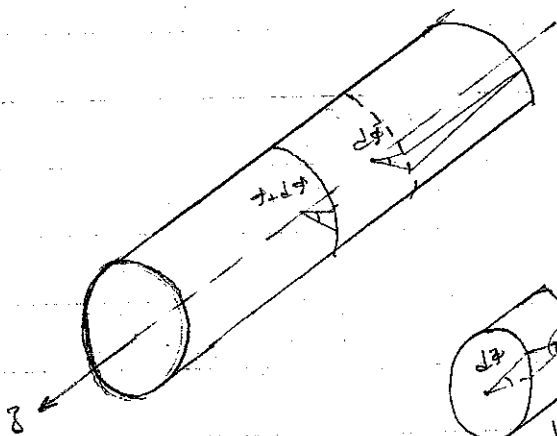
پیچش در سازه های فولادی و طراحی برای پیچش

### پدیده سازه‌ای فولادی

- در طاق سازه‌ای فولادی عموماً ششی حاصل از پدیده ندرت قابل اهمیت هستند، دل‌پذیر صورت  
 سازه پدیده را در سازه‌ای فولادی نمی‌توان کم اهمیت دانست.  
 سازه‌ای فولادی عموماً پدیده ندرت وجود ندارد و معمولاً همراه فنس است.  
 نیروهای متبادل سازه‌ای فولادی که برای تیر (معمولاً نیروهای جانبی هستند) عملاً برای پدیده فنس  
 مناسب به حساب نمی‌آیند (تغییر  $I$ ،  $E$ ،  $Z$ )  
 به تجربه معلوم شده است که نیروهای بته توکل شکل یا دور نیروهای بی‌سازه‌ای برای پدیده هستند که این  
 نیروها نیز نیروهای متبادل سازه‌ای فولادی نیستند.

رساله ۱۸۵۵ سیدر فائوری (سن دکان) تقریباً نگاه پدیده را به آکادمی علوم در فرانسه ارائه  
 کرد. در این تقریب سن دکان معلوم کرده است که مقاطع مسطح با فنس در درین از پدیده نیز مسطح می‌مانند  
 و با مقاطع غیر دندورین از پدیده تاب برین دارند.

سیم‌های مسطحی شکل با مقطع توپر با فرض اینکه  
 سطح مقطع بته طول کم و مقطع توپر شکل قابل  
 توهم ندارد در حین پدیده مقاطع آن اوج ج‌و‌تاب  
 برین دارند.



دران واحد طول  $\frac{d\phi}{d\theta} = \theta$

- این خط مستقیم روی سیم در طول واحد دورانی برابر ه پیدا خواهد کرد.

$r d\phi = \theta d\theta$

$$\left\{ \begin{aligned} v &= r \frac{d\phi}{d\tau} = r\omega \\ v &= G\gamma \end{aligned} \right. \quad dT = r(v dA) = r(G\gamma dA) = r(Gr \frac{d\phi}{d\tau} dA) = r^2 \frac{d\phi}{d\tau} G dA$$

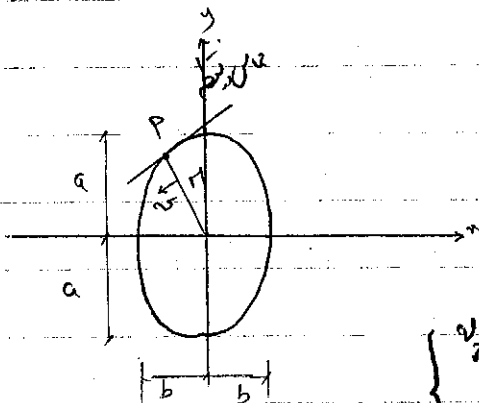
$$T = \int_A r^2 \frac{d\phi}{d\tau} G dA = G \frac{d\phi}{d\tau} \int_A r^2 dA = G \frac{d\phi}{d\tau} J$$

$$J = \int r^2 dA \quad \text{مقدار ثابت بعضی}$$

با استفاده از روابط فوق می‌توانیم به صورت زیر استخراج را شروع کنیم.

$$\frac{d\phi}{d\tau} = \frac{T}{GJ} \rightarrow v = \frac{Tr}{J}$$

می‌توانیم متناوباً با ناطق آن از یک بعضی تغییر خواهد کرد.



$$\text{از معادله بعضی} \quad \frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{a^2} = 1$$

مؤلفه ای می‌توانیم به صورت زیر است

$$\left\{ \begin{aligned} v_x &= \frac{2Ty}{\pi a^3 b} \\ v_y &= \frac{2Tx}{\pi a b^3} \end{aligned} \right.$$

مقدار حداکثر بعضی

$$\left( \frac{v_y}{v_x} \right)_{\max} = \frac{2T}{\pi a b^2}$$

$$\frac{d\phi}{d\tau} = \frac{T(a^2 + b^2)}{\pi a^3 b^3 G} = \frac{T}{GJ}$$

$$J = \frac{\pi a^3 b^3}{a^2 + b^2} = \frac{A^2}{4\pi^2 J_p}$$

$$I_p = I_x + I_y \quad \text{نرخ گشت قوسی}$$

$$A = \pi ab \quad \text{مساحت سطح بعضی}$$

حسابات مربوط به تعیین مؤلفه (ی) تغییر مکان  $u$  و  $v$  و  $w$  که بر حسب رابطه استاندارد  $u$  و  $v$  و  $w$  است.  
 روابط زیر درست خواهد آمد.

$$u=0, v=0, w = -\frac{T}{G} \left( \frac{a^2 - b^2}{\pi a^3 b^3} \right) xy$$

بین سطح مقطع بیضی تاب بر خواهد داشت. هر قدر بیضی طولیتر باشد تاب آن بیشتر است.  
 در شکل سمتای (شکل زده) آورده شده است.  $w$  در طولش پیدا کند.

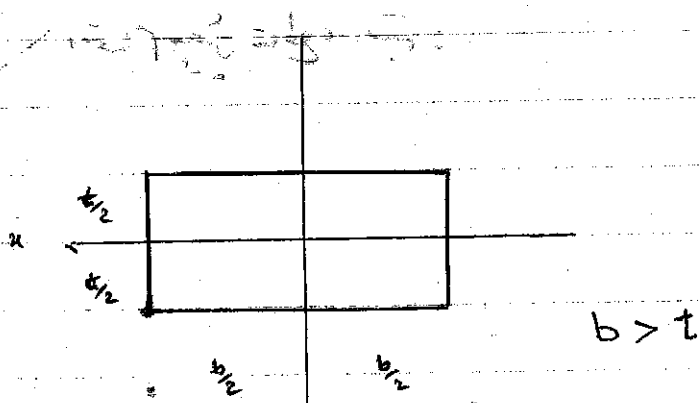
اگر سطح دور باشد:  $(a=b=r)$

$$v_{y_0} = \frac{2T}{\pi T^3}, \quad w=0, \quad \delta = \frac{\pi r^4}{2} = I_p$$

تقاطع مستطیل

تعیین بیضی در تقاطع مستطیل پیچیده است و شرح برش تحت اثر تابع مقطع خارج می آید. البته  
 همان زاویه بیضی را بدون تاثیر دانست.

حل معادلات ارجاعی بیضی سمتای بیضی  
 در تقاطع مستطیل بصورت زیر در خواهد آمد.



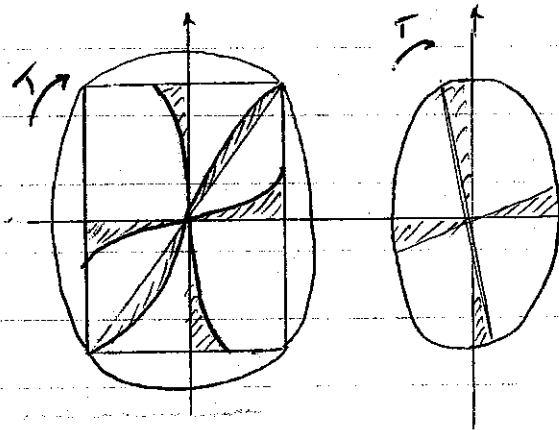
$$v_{y_0} = \frac{8Gt}{\pi^2} \left( \frac{d\phi}{dy} \right) \sum_{1,3} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} \sinh \frac{n\pi y}{t} \cosh \frac{n\pi y}{t}}{n^2 \cosh \frac{n\pi b}{2t}}$$

$$v_{y_0} = \frac{8Gt}{\pi^2} \left( \frac{d\phi}{dy} \right) \sum_{1,3} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} \left[ 1 - \frac{\cosh \frac{n\pi y}{t}}{\cosh \frac{n\pi b}{2t}} \right] \sinh \frac{n\pi y}{t}}{n^2}$$

در تقاطع طولیتر ستاره‌ها را فراموش کرد

$$v_{y_0} = Gt \left( \frac{d\phi}{dy} \right) \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{1,3} \frac{1}{n^2 \cosh \frac{n\pi b}{2t}} \right] = 8G = Kt G \frac{d\phi}{dy}$$

$$T = \frac{1}{3} G t^3 b \frac{d\theta}{d\tau} \left[ 1 - \frac{192}{\pi^5} \left( \frac{t}{b} \right) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \frac{5h}{2t} \right] = k_2 G t^3 b \frac{d\theta}{d\tau} = G J \frac{d\theta}{d\tau}$$



$$v_{max} = rG = k t G \frac{d\theta}{d\tau}$$

$$T = k_2 G t^3 b \frac{d\theta}{d\tau} = G J \frac{d\theta}{d\tau}$$

$$v_{max} = \frac{k_1 T}{t^2 b}, \quad k_1 = \frac{k}{k_2}$$

$$k_2 = .3333, \quad k_1 = 3$$

$$k_2 = .333, \quad k_1 = 3$$

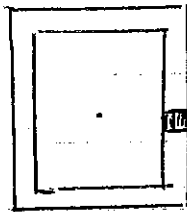
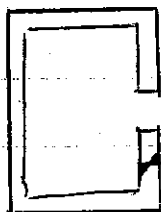
آر  $\frac{b}{t} \rightarrow \infty$  میل کند  $\frac{k_1}{k_2}$  میمیرد

$$\leftarrow \frac{b}{t} \geq 8$$

$$v_{max} = G t \frac{d\theta}{d\tau} = \frac{T}{\frac{b t^2}{3}} = \frac{T t}{J}$$

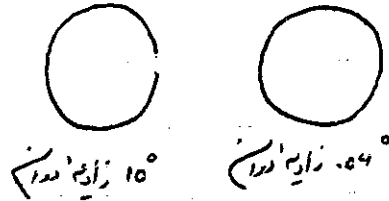
استحکام بعضی مقاطع با جدول است:

مقاطع تحت بعضی بارها که در برابر گداز بعضی از فوژنشان داده شده بود در کمال استقامت باز و بسته می‌کنند. ستاد استقامت برای این نوع تقاطع متنش برهنه در آنجا ضعیف است که در آن با هم فرق دارند.



در مقاطع با زوایای درشت با هم

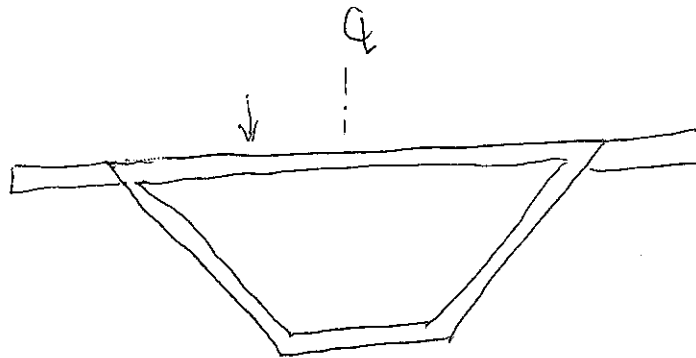
در مقاطع با تقاطع متنش برهنه



برای تعیین ضریب تابش در بخش  $J$  نیز جای  $J$  در  $J$  شکل  $J$  است. ده از آنچه قبلاً گفته شد عمل کرده  
 در آن صورت یعنی تمامی ناحیه‌های نیز همان مرفض را برورد. لذا فرایم داشت:

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

$t$  بعد از مدول در  $t$  فضای  $t$  بر قسمت از تمامی تسم شود نیز فرایم است.



مقطع عمود بر طول



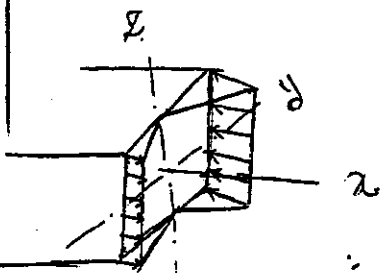
درمورد

مباحث تئوری در بخش

۱- نحوه محروهای  $y$  و  $z$  محروهای اصلی همان اینرسی باشد و بارگذاری در امتداد  $y$  باشد در این صورت تنش عمشی که رابطه

$$\sigma_x = \frac{M_z}{I_{zz}} \cdot y$$

زیربابت می آید:

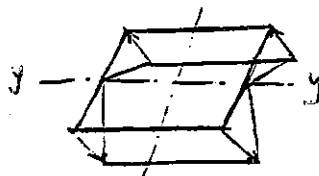


این محروترین

۲- نحوه بارگذاری نقطه در امتداد  $z$  باشد و محروهای  $y$  و  $z$  محروهای اصلی همان اینرسی باشد

$$\sigma_z = \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot z$$

در این صورت می سببش تنش عمشی که در زیر خواهد بود:



شیء

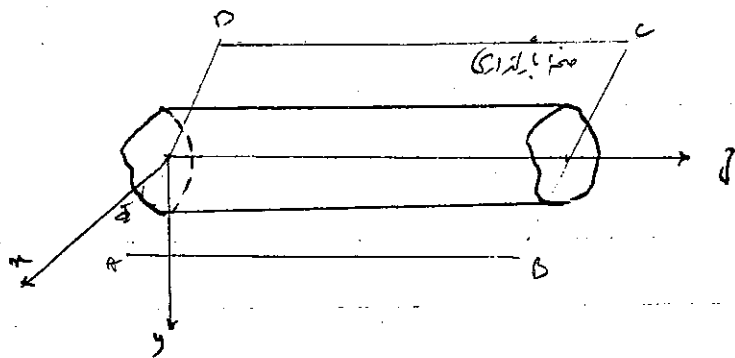
معماری

$$\frac{\omega Q}{8}$$

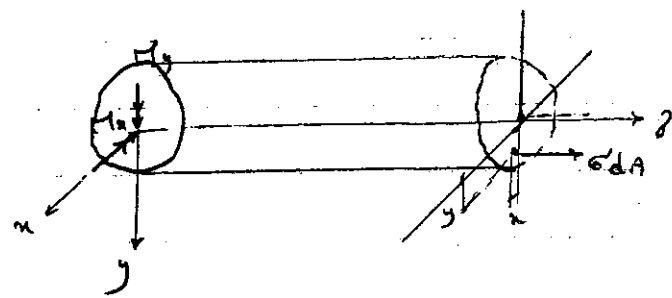
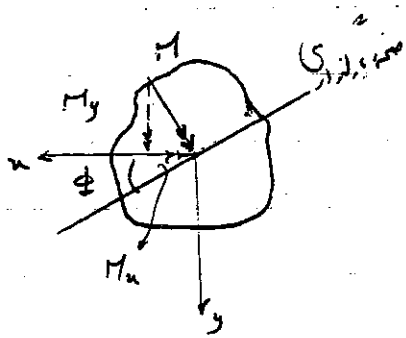
$$I =$$

$$M_{max}$$

### خشک نیروهای جانبی



تیری با سطح غیر مستوی را در نظر بگیرید و فرض کنید این تیر در محکم ABCD قرار دارد. زاویه  $\phi$  با محور  $z$  در جهت  $z$  قرار گرفته باشد.



اگر تیر مستوی باشد شرایط متادل ایجاب می‌کند که:

$$\sum F_z = 0 \rightarrow F_z = \int_A \sigma dA$$

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M_x = \int_A y \sigma dA$$

$$\sum M_y = 0 \rightarrow M_y = \int_A x \sigma dA$$

- ارضش تنها در جهت  $\phi$  عمل کند

$$\sigma = k_1 y$$

$$k_1 \int_A y dA = 0 \quad , \quad M_x = k_1 \int_A y^2 dA = k_1 I_x$$

$$M_y = k_1 \int_A xy dA = k_1 I_{xy}$$

محور  $x$  باید از مرکز ثقل بگذرد ، شمارش :

$$\sigma = k_1 y = \frac{M_x}{I_x} y = \frac{M_y}{I_{xy}} y$$

$$\phi = \frac{M_x}{M_y} = \frac{I_x}{I_{xy}}$$

اگر  $I_{xy} = 0$  ،  $\phi = 90^\circ$  ، یعنی بار دوش برود  $\phi = 0$

اینمغز دارای این محور است

- ارضش تنها در جهت  $\phi$  عمل کند

$$\sigma = k_2 x \quad , \quad M_x = k_2 I_{xy} \quad , \quad M_y = k_2 I_y$$

$$\phi = \frac{M_x}{M_y} = \frac{I_{xy}}{I_y}$$

اگر  $I_{xy} = 0$  ،  $\phi = 0$  ، یعنی بار دوش برود  $\phi = 90^\circ$  ،  $\phi$  فواصل برود

ج - ارضش در جهت  $\phi$  عمل کند ،  $\phi = 0$  (در حیطه ارجاع)

$$\sigma = k_1 y + k_2 x \quad , \quad M_x = k_1 I_x + k_2 I_{xy}$$

$$M_y = k_1 I_{xy} + k_2 I_y$$

$$\sigma = \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y + \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x$$

از محوری مختصات محوری اصلی نیفرج باشند.

$$I_{xy} = 0 \quad , \quad \alpha = \frac{I_{xx} y + \frac{I_{yy}}{I_{xx}} x}{I_{xx}} \quad , \quad \alpha = \frac{I_{xx}}{I_{yy}}$$

رابطه فوقه برای بارگذاری که از مرکز ثقل میگذرد و در یک بریدگی از محوری است و در آن منطبق است.

برای اینکه خط خنثی در مقطع نیفرج معین شود خواهیم داشت.

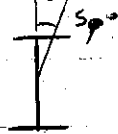
$$\alpha = -\frac{y}{x} = \frac{\frac{I_{xx}}{I_{yy}} I_y - I_{xy}}{I_{xx} - \frac{I_{xx}}{I_{yy}} I_{xy}} = \frac{I_y \alpha - I_{xy}}{I_{xx} - I_{xy} \alpha}$$

از مقطع تیر برای محوری اصلی داریم  $I_{xy} = 0$

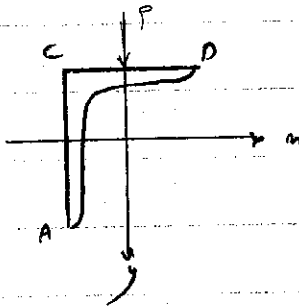
$$\alpha = \frac{I_y}{I_{xx}} \alpha$$

تمرین ۱

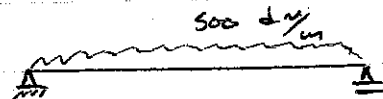
۱- تیری با سطح  $I_{xx} = 40$  تحت تاثیر باری با زاویه  $5^\circ$  قرار گرفته است. مطلوب است تعیین وضعیت تار خنثی.



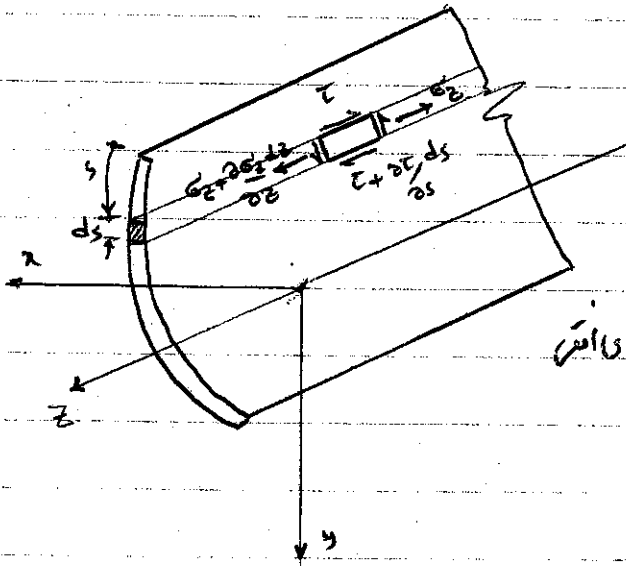
۲- حداکثر تنش کشش را در بخش  $150 \times 100 \times 10$  که روی دو تکیه  $60$  سانتی متری با طول  $3$  متر و بارگذاری  $500 \text{ daN/m}$  قرار دارد در محلی زیر معین کنید و نتایج را با هم مقایسه نمایید.



الف - بر تکیه امکان چرخش مثبت و منفی نیز ممکن باشد.  
ب - فقط امکان چرخش مثبت برای تکیه A باشد.



- تنش (ت) برشی حاصل از ضعیف در تقاطع با محور نازک :



با توجه به شکل ارتباطی عمق  $t ds dz$  را  
 کمیت تنش  $\tau$  و  $ds$  قرار دادیم و به دردی این  
 تنش حاصل از تقاطع است بر روی  $ds$  :

$$\frac{\partial(\tau t)}{\partial s} ds dy + t \frac{\partial \epsilon_y}{\partial s} ds dy = 0$$

تساوی برقرار است

$$\frac{\partial(\tau t)}{\partial s} = -t \frac{\partial \epsilon_y}{\partial s} \quad *$$

الف - اگر فرض کنیم در صورتی  $M_y = 0$  و  $M_x$  (نقطه  $M_x$ )

$$\epsilon_y = \frac{M_x}{I_x I_y - I_{xy}^2} (I_y y - I_{xy} x)$$

$$\frac{\partial \epsilon_y}{\partial s} = \frac{\partial M_x}{\partial s} \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} (I_y y - I_{xy} x) \quad , \quad v_y = \frac{\partial M_x}{\partial s}$$

$$\frac{\partial \epsilon_y}{\partial s} = \frac{v_y}{I_x I_y - I_{xy}^2} (I_y y - I_{xy} x) \quad * \rightarrow$$

$$\frac{\partial(\tau t)}{\partial s} = - \frac{v_y t}{I_x I_y - I_{xy}^2} (I_y y - I_{xy} x)$$

برای  $M_x$  با جریان برشی  $(\tau t)$  به انتهای برشی نام:

$$\tau t = \frac{-v_y}{I_x I_y - I_{xy}^2} \left[ I_y \int_0^s y t ds - I_{xy} \int_0^s x t ds \right] = f(s)$$

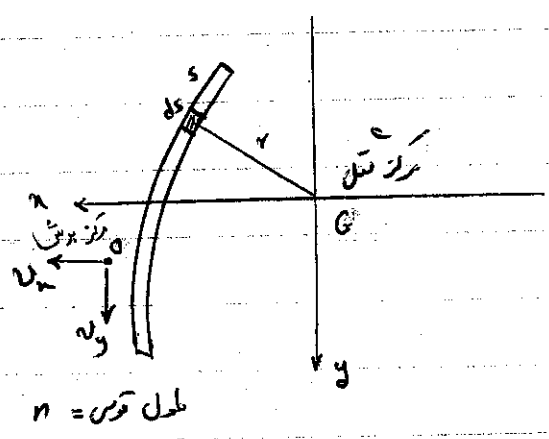
اگر فرض کنیم در صفت  $x$  کل کانه یا  $(M_x = 0)$  باشد، (قطب  $M_y$ )

$$(T_x) = \frac{v_x}{I_x I_y - I_{xy}^2} \left[ I_{xy} \int_0^s y t ds - I_x \int_0^s x t ds \right] = f'(s)$$

ج- اگر فرض کنیم در صفت  $y$  (از روی هم ندری) استفاده خواهد شد

$$(T_x) = f(s) + f'(s)$$

- تعادل قطعه ایجاب می کند که ولتاژ برابر با ولتاژ دردی لا جریان برسی  $(T_x)$  در کل یعنی  $\int_0^n (T_x) r ds = 0$  باشد.  
 - همچنین باید تعادل دردی یعنی تحت نیروی موثر بر آن متعین شود.



$$\int_0^n (T_x) r ds = 0$$

توجه: برای  
 حول مرکز ثقل

- اگر رابطه فوق خود بخود صفر شود،  $\int_0^n (T_x) r ds = 0$  نیز از مرکز ثقل میگذرد.

رضای کل از تعادل دردی نیروی بصورت زیر متعین شود.

$$v_x x_0 - v_y y_0 = \int_0^n (T_x) r ds$$

در این صورت نقطه  $O$  مرکز برسی خواهد بود.  
 - نقطه  $O$  اگر از سطح یعنی که آن تلاش برسی بر آن نقطه کل کانه، قطعه تحت چسب قرار نمی گیرد مرکز برسی کانه برسد.

برای تعیین محل مرکز برسی

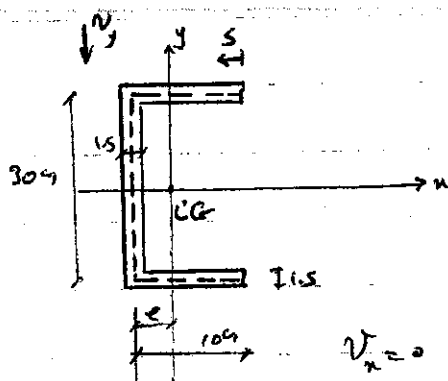
- اول فرض کنیم که  $v_x = 0$  موجود باشد  $(v_y = 0)$

$$y_0 = \frac{1}{v_x} \int_0^n (T_x) r ds$$

- بعد فرض کنیم که  $v_y = 0$  موجود باشد  $(v_x = 0)$

$$x_0 = \frac{1}{v_y} \int_0^n (T_x) r ds$$

مسئله ۱



$$\begin{cases} e = 2 \text{ cm} \\ I_x = 1015.6 \text{ cm}^4 \\ I_{xy} = 0 \end{cases}$$

محور مرکز ثقل را  $x_0$  می‌خواهیم  $x_0 = \frac{1}{v_y} \int (\tau t) x ds$  ،  $\tau t = -\frac{v_y}{I_x I_y} \left[ I_y \int y t ds \right]$

$$\tau t = -\frac{v_y}{I_x} \int y t ds$$

$$\tau t = -\frac{v_y}{I_x} \int_0^s (1.5)(1.5) ds = -22.5 \frac{v_y}{I_x} s \quad 0 \leq s \leq 10$$

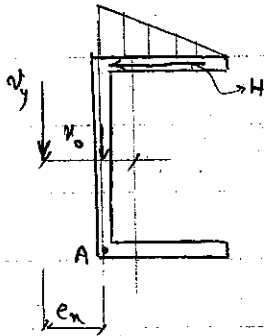
$$\tau t = -22.5 \frac{v_y s}{I_x} - \frac{v_y}{I_x} \int_{10}^s (25-s)(1.5) ds = \frac{v_y}{I_x} (.75s^2 - 37.5s + 75) \quad 10 < s < 40$$

$$\begin{aligned} \tau t &= -22.5 \frac{v_y}{I_x} - \frac{v_y}{I_x} \int_{10}^s (-1.5)(1.5) ds && 40 < s < 50 \\ &= \frac{v_y}{I_x} (22.5s - 112.5) \end{aligned}$$

$$x_0 = \frac{1}{v_y} \int_0^{10} (-22.5 \frac{v_y}{I_x}) (1.5) ds + \frac{1}{v_y} \int_{10}^{40} \frac{v_y}{I_x} (.75s^2 - 37.5s + 75) (2) ds + \frac{1}{v_y} \int_{40}^{50} \frac{v_y}{I_x} (22.5s - 112.5) (1.5) ds$$

$$x_0 = -5.32$$

روش دوم:



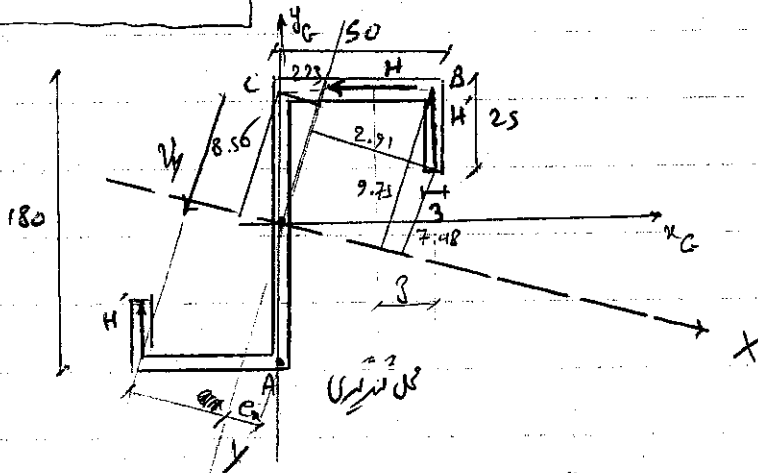
$$\tau = 225 \frac{V_y}{I_x}$$

$$H = \frac{10 \times 225 \frac{V_y}{I_x}}{2} = 11 V_y$$

$$\sum M_A = 0 \sim H(30) - V_y e_x = 0 \sim 11(30)V_y = V_y e_x \sim e_x = 3.32$$

$$x_0 = 3.32 + 2 = 5.32$$

محل



$$I_{xG} = 443.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_{cd}} = 109.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{yG} = 52 \text{ cm}^4$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2 \times 109.5}{52 - 443.5} = -0.5594 \sim \alpha = -14.611$$

$$\begin{cases} I_x = 472 \\ I_y = 23.5 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

آرشیوی H در حال BC که بر روی دیوار است به A آرشیوی تمام دوران A و G مرکز برش راست به A که می کشیم  $V_x = 0$  فرض می کنیم

$$f_{vt} = (f_{vt} = \frac{VQ}{I})$$

$$B: \text{محل } f_{vt} \text{ است } f_{vt}|_B = \frac{V_y}{I_x} (2.35 \times 3 \times \frac{7.48 + 9.75}{2})$$

محل  $f_{vt}$  در سطحی با عمق 8.56 از B حاصل می شود:

$$f_{vt} = \frac{V_y}{I_x} \left[ 2.35 \times 3 \times \frac{7.48 + 9.75}{2} + 3 \times 3 \left( 9.75 - \frac{9.75 - 8.56}{4.7} \times 3 \right) \right]$$

$$H = \int_0^{4.7} (f_{vt})_y dy = \frac{V_y}{I_x} \int_0^{4.7} [ \dots ] dy = \frac{59.538}{I_x} V_y = \frac{59.538}{472} V_y$$



$$H = 0.1261 v_y$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow H(17.7) = e_x v_y \rightarrow 0.1261 \times 17.7 v_y = 2.23 v_y = e_x v_y$$

$$\rightarrow e_x = 2.23$$

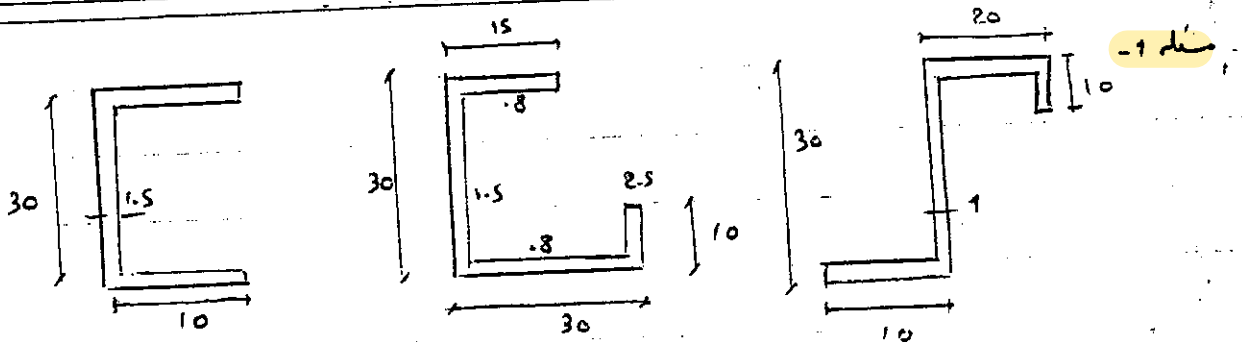
ب- از شرط  $v_y = 0$  و  $x = y$  به دست می آید

$$B \rightarrow \int_0^4.7 (f_v t)_y = \frac{v}{I_y} (2.35 \times 3 \times \frac{2.91 + 2.32}{2})$$

$$(f_v t)_y = \frac{v}{I_y} \left[ 2.35 \times 3 \times \frac{2.91 + 2.32}{2} + 8 \times 3 \left( 2.32 - \frac{2.32 + 2.23 \times \frac{7}{2}}{4.7} \right) \right]$$

$$H = \int_0^{4.7} (f_v t)_y d\eta = \frac{v}{I_y} \int_0^{4.7} [ \quad ] d\eta = 11.327 \frac{v}{I_y} = \frac{11.327}{23.5} v = 0.482 v$$

$$\sum M = 0 \rightarrow 17.7(H) = e_y v_x \rightarrow 17.7(0.482)v_x = e_y v_x \rightarrow e_y = 8.53 \text{ cm}$$



**بررسی تنش‌های بدین در مقاطع I شکل -**

مهندس طراحی فولادی باید وضعیت بدین قطعه را درک کرده و به کمک روشی عمل طراحی کند

تنش تقعه با انعام دهد  
 - دریم که اثر بارهای وارده در صحنه مرکز برش قرار ندهد باشد سب بدین تقعه خواهد شد (نکته اینکه باید کلیه تاهای حساب از بدین تقعه محافظت کنیم)

- در بخش ساده (یا یکدست و یا من ضامن) که کلیم مقطع سطح قبل از بدین بعد از بدین نیز سطح و مانده فقط در دوران تقعه وجود دارد.

در این بدین :

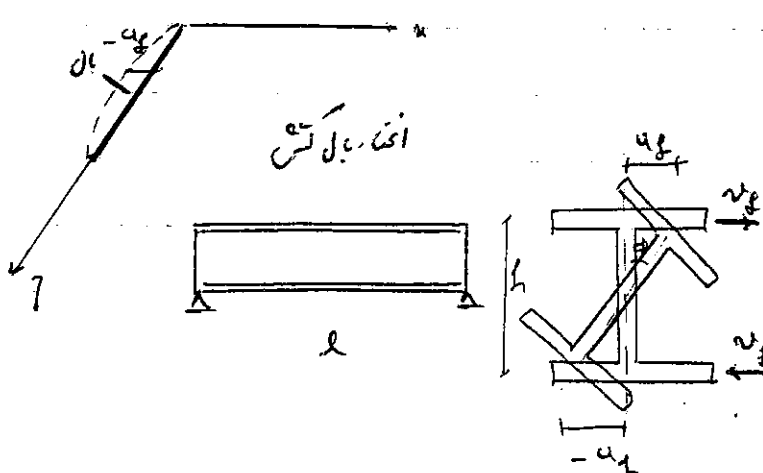
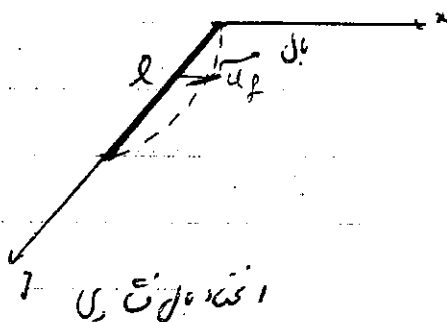
$$\frac{M_x}{GJ} = \frac{d\phi}{dz}$$

اینجا بدین تقعه  $\frac{d\phi}{dz}$

$$\frac{M}{Es} = \frac{d^2\theta}{dz^2}$$

اینجا در فر تقعه  $\frac{d^2\theta}{dz^2}$

در بدین با اب سطح - آرتری تحت تاثیر تدر  $M_x$  قرار گیرد - بال مشرقی درکش تیر اینها و جنبش پیدار کند و این اینها سب تاب سطح را شود



- یک چنین فرض بالایی سبب ایجاد تنش ای قائم و تنش برشی در کل عرض بالها خواهد شد.
- درجه‌های تقوآت I را در توان حاصل دوگانه داشت.
  - الف - دوران مقطع که حاصل از همین ساده است.
  - ب - تغییر شکل حاصل از تغییر عرض بال است.

رضیات قائم بر کل عرض

- الف - فرض کنیم که بال تغییر در مقطع بال مانند
- ب - مقدار تغییر شکل بال برای بر دوران یک بال است
- ج - توان از شکل تغییر بال در مقطع بال مرد تغییر

از  $u_f = \phi \cdot h/2$   $\rightarrow \frac{d^3 u_f}{dz^3} = \frac{h}{2} \left( \frac{d^3 \phi}{dz^3} \right)$

از  $M_f$  ندی است که سبب تغییر شکل بال است

$\frac{d^2 u_f}{dz^2} = - \frac{M_f}{EI_f} \rightarrow M_f = -EI_f \frac{h}{2} \frac{d^2 \phi}{dz^2}$   $I_f$ : مقدار تغییر شکل بال

$\frac{d^3 u_f}{dz^3} = - \frac{V_f}{EI_f} \rightarrow V_f = -EI_f \frac{d^3 u_f}{dz^3} = -EI_f \left( \frac{h}{2} \right) \frac{d^3 \phi}{dz^3}$

از تغییر شکل بال با توان دوران شکل بال در مقطع بال مرد تغییر شکل بال است

$M_2 = M_s + M_w$  ,  $M_w = V_f h = -EI_f \left( \frac{h^2}{2} \right) \frac{d^3 \phi}{dz^3}$

$M_2 = GJ \frac{d\phi}{dz} - EI_f \frac{h^2}{2} \frac{d^3 \phi}{dz^3}$  ,  $C_w = I_f \left( \frac{h^2}{2} \right)$  ضریب تغییر شکل

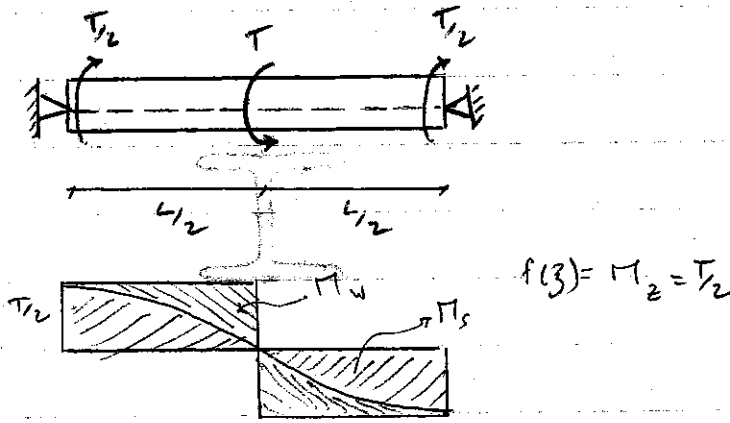
$M_2 = GJ \frac{d\phi}{dz} - EC_w \frac{d^3 \phi}{dz^3}$   $M_f = -EC_w \frac{d^2 \phi}{dz^2}$

$\frac{d^3 \phi}{dz^3} - \frac{GJ}{EC_w} \frac{d\phi}{dz} = - \frac{M_2}{EC_w}$  ,  $\lambda^2 = \frac{GJ}{EC_w}$



به منظور برآورد معین میزان تیر در یک حالت، سمت چپ کاملاً به صورت قوسی ظاهر می‌شود.  
 اگر تیر از دو صورت فوق عمل شود، تغییرات آن را از  $\phi = 0$  در یک حالت مشخص بود.

نظم:



$$f(z) = M_z = T/2$$

مورد  $M_z$

$$\frac{d^3 f_1(z)}{dz^3} - \lambda^2 \frac{d f_1(z)}{dz} = -\frac{1}{EC_u} f(z) \quad f(z) = \phi = C_1 + C_2 z$$

$$\rightarrow -\lambda^2 C_2 = \frac{1}{EC_u} (T/2) \rightarrow C_2 = T/2 \left( \frac{1}{\lambda^2} \frac{1}{EC_u} \right) = T/2 \left( \frac{EC_u}{GJ} \cdot \frac{1}{EC_u} \right) = \frac{T}{2GJ}$$

$$\phi = \phi_h + \phi_p = A \sinh \lambda z + B \cosh \lambda z + C + \frac{T}{2GJ} z$$

تیرها، ساکن است

$$\begin{cases} z=0 \\ \phi=0, \frac{d^2 \phi}{dz^2}=0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} B+C=0 \\ A(0)+B(1)=0 \end{cases} \rightarrow B=C=0$$

$$\frac{d\phi}{dz}=0 \quad (z=l/2) \rightarrow \phi' = A\lambda \cosh \lambda z + \frac{T}{2GJ} \rightarrow A = -\frac{T}{2GJ\lambda} \left( \frac{1}{\cosh \lambda l/2} \right)$$

$$\phi = -\frac{T}{2GJ\lambda} \left( \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda l/2} \right) + \frac{T}{2GJ} z = \frac{T}{2GJ\lambda} \left( \lambda z - \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda l/2} \right)$$

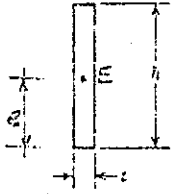
$$M_s = GJ \frac{d\phi}{dz} = \frac{T}{2} \left( 1 - \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda l/2} \right) \quad M_w = -EC_u \frac{d^3 \phi}{dz^3} = \frac{T}{2} \left( \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda l/2} \right)$$

$$M_f = EC_u/h \frac{d^2 \phi}{dz^2} = -\frac{T}{2h\lambda} \left( \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda l/2} \right)$$

شکل نهم

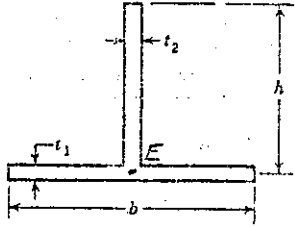
ضریب ثابت تابیدن  $C_w$

فاصله مرکز برش  $e$   
 مرکز برش  $E$

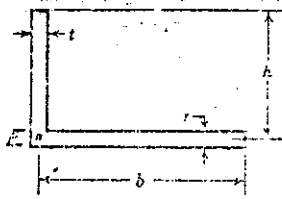


$$\frac{ht^3}{144}$$

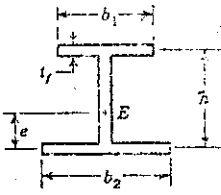
$$\frac{h}{2}$$



$$\frac{t_1^3 b^3}{144} + \frac{t_2^3 h^3}{36}$$

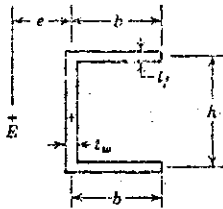


$$\frac{t^3}{36} (h^3 + b^3)$$



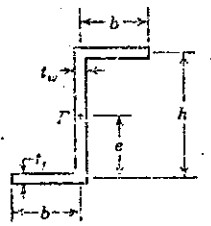
$$\frac{t_1 h^3}{12} + \frac{b_1^3 t_1^3}{12} + \frac{t_2 h^3}{12} + \frac{b_2^3 t_2^3}{12}$$

$$\frac{ht_1^3}{b_1^3 + b_2^3}$$



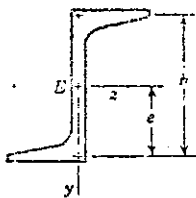
$$\frac{t_1 b^3 h^2}{12} + \frac{2ht_1 + 3bt_1}{12} \left[ \frac{ht_1^3}{b_1^3 + b_2^3} \right]$$

$$\frac{3t_1 b^2}{2bt_1 + ht_1}$$



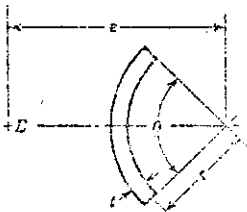
$$\frac{t_w b^3 h^2}{12(2b + h)^2} \left[ 2(b + h)^2 - bh \left( 2 - \frac{t_w}{t_r} \right) \right]$$

$$\frac{h}{2}$$



$$\frac{ht^3}{4}$$

$$\frac{h}{2}$$



$$\frac{tr^3}{12} \left[ \theta^3 - \frac{e^2}{r^2} (\theta - \sin \theta) \right]$$

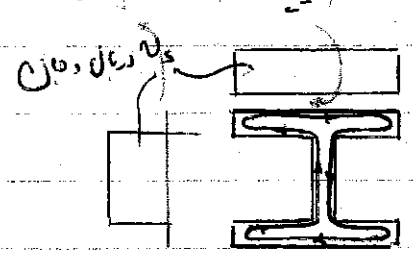
$$\frac{2r \sin \theta (\theta/2 - \sin \theta/2)}{\theta - \sin \theta}$$

معايير تصميمية:

الف - تنوع برش:

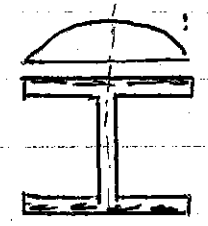
تنش برش ناظر از عرض سوزان در مقطع I شکل خواهد بود:

$$v_s = \frac{M_s t}{J} = G t \frac{d\phi}{dz}$$



تنش برش ناظر از تاب مقطع سورا مانند عرض بال نیز می‌تواند فراموش کرد. اگر  $Q_f$  قدر سطح مقطع بال حول محور  $z$  باشد:

$$v_w = \frac{v_f Q_f}{I_f t_f}$$



$$v_w = E \frac{b^2 h}{16} \frac{d^3 \phi}{dz^3}$$

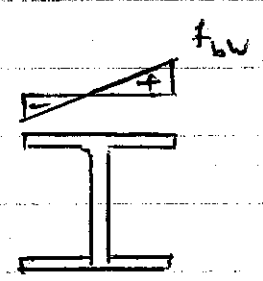
در صورت  $Q_f = \frac{b t_f}{2} (h/4)$  است لذا

ب - تنش عرضی:

در بال تنش عرضی حاصل از تاب مقطع بصورت زیر خواهد بود:

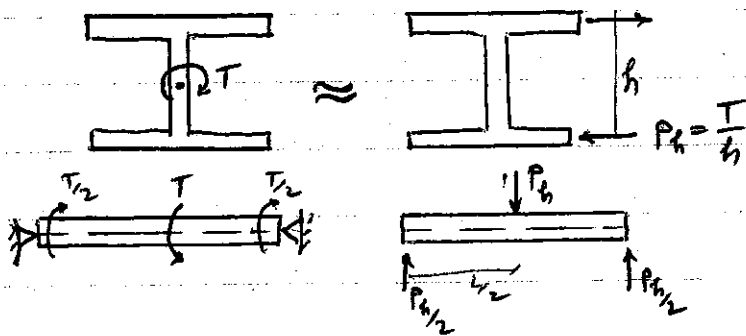
$$f_{bw} = \frac{M_f \lambda}{I_f} = \frac{\lambda}{I_f} \left( E I_f \frac{h}{2} \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right) = \frac{\lambda}{I_f} \left( \frac{E C_w}{h} \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)$$

$$x = b/2 \rightarrow f_{bw} \text{ max} = E I_f \left( \frac{h}{2} \right) \frac{d^2 \phi}{dz^2} \left( \frac{b}{2 I_f} \right) = \frac{E b h}{4} \frac{d^2 \phi}{dz^2}$$



بررسی عمل یا درستی طاقان تقاطعات فولادی با پیچش مستقیم

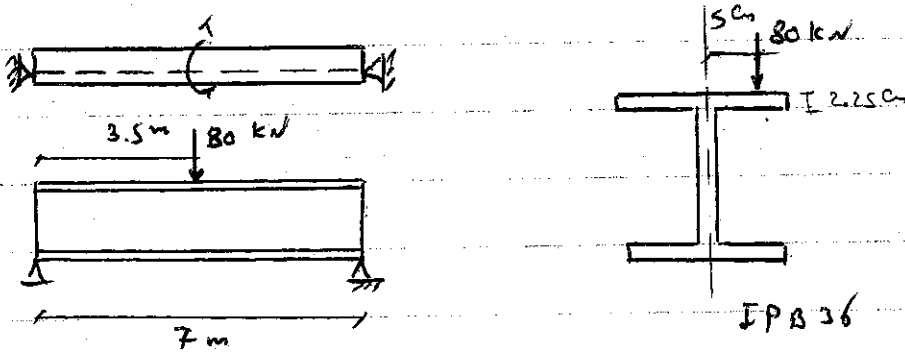
چون در معادله دینامیک وقت تیر است، به این جهت در طاقان سازه‌های فولادی از روشی ساده‌تری که حاصل از آن به پیچش و غیر است استفاده می‌شود. در این روش سطح شکل زیر معادل خوش تندر پیچش را بجای پیچش در نظر می‌گیرند. چون یک جابجایی ساده بی‌نهایت کم کارانه است از همین نام م جهت تصحیح نتیجه استفاده می‌شود.



$$M_{f2} = \frac{EC_w}{h} \frac{d^2 \phi}{dz^2} = \beta \frac{P_h}{2} (L/2) \rightarrow \beta = \frac{4 EC_w}{TL} \frac{d^2 \phi}{dz^2}$$

مقدار  $\beta$  باید برابر با استفاده از معادلات دینامیک معین شود است.

مثال:



$$P_h = \frac{T}{h} = \frac{8000 \times 5}{(36 - 2.25)} = 1185 \text{ (دان)}$$

$$M_f = \frac{P_h}{2} (L/2) = \frac{1185}{2} (3.5) = 207400 \text{ cm دان}$$

الف - از روشی دیگر تصحیح:



$$f_{bw} = \frac{M_p}{S_{y/2}} = \frac{207400}{675/2} = 613.6 \text{ bar} \quad \text{تنوع عامل از } M_p$$

$$M_p = \frac{T}{2h\lambda} \left( \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda z/2} \right)$$

ب- از روی سببی غیرطبیعی:

$$\frac{E}{G} = 2(1+\mu) = 2.6, \quad J = 310 \text{ cm}^4, \quad C_w = 2883000 \text{ cm}^6$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} \rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{310}{2.6(2883000)}} \rightarrow \lambda = \frac{1}{155.5} \text{ /cm}$$

$$T = 8000 \times 5 = 40000 \text{ cm.dar}$$

$$z = l/2 = 350 \text{ cm} \rightarrow M_p = 90126 \text{ cm.dar}$$

$$f_{bw} = \frac{90126}{675/2} = 266.6 \text{ bar}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 4.502 \\ a = 0.5 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{جدول}} \beta = 0.44$$

ج- از روی تغییر نسبت  $\beta$  (جدول)

$$\downarrow$$

$$290(\varepsilon - 1)$$

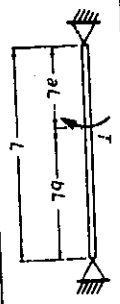
$$\left\{ \begin{array}{l} M_p = \beta \frac{TL}{4h} = 90219 \text{ cm.dar} \\ f_{bw} = 267 \text{ bar} \end{array} \right.$$

عبارت مقدار  $\beta$  از روی تغییر نسبت  $\beta$  است

$$\beta = \frac{4EC_w}{TL} \frac{d^2\phi}{dz^2} = \frac{2}{\lambda L} \left( \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda z/2} \right) \rightarrow \beta = \frac{2}{4.5} \left( \frac{\sinh 2.25}{\cosh 2.25} \right) = 0.435$$

جدول (۶-۸) و (۷-۸) و (۸-۸) بیانگر مقدار بار پیچشی در واحد طول می باشد.

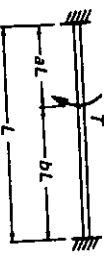
جدول (۴-۸) مفاد میر  $\beta$  برای بار پیچشی متمرکز در تیری با دو تکیه گاه ساده و پیچشی



$M_p/h = \beta(TabL)$   
 $at z = aL$

AL	$\beta$ values				
	$a=0.5$	$a=0.4$	$a=0.3$	$a=0.2$	$a=0.1$
0.5	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99
1.0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.97
2.0	0.76	0.77	0.80	0.84	0.91
3.0	0.60	0.62	0.65	0.72	0.83
4.0	0.48	0.50	0.54	0.62	0.76
5.0	0.39	0.41	0.45	0.54	0.70
6.0	0.33	0.34	0.39	0.47	0.65
8.0	0.25	0.26	0.30	0.37	0.55
10.0	0.20	0.21	0.24	0.31	0.48

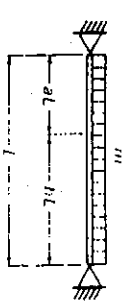
جدول (۵-۸) مفاد میر  $\beta$  برای بار پیچشی متمرکز در تیری با دو تکیه گاه گیردار پیچشی



$M_p/h = \beta(Tab^2L)$   
 $at z = 0$   
 $M_p/h = \beta_2(Ta^2bL)$   
 $at z = L$

AL	$a=0.5$		$a=0.4$		$a=0.3$		$a=0.2$	
	$\beta_1 = \beta_2$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_1$	$\beta_2$	
0.5	0.99	1.00	0.90	1.00	0.99	1.00	0.99	0.98
1.0	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.92
2.0	0.92	0.93	0.92	0.94	0.92	0.91	0.85	0.85
3.0	0.85	0.86	0.84	0.88	0.84	0.81	0.77	0.77
4.0	0.76	0.78	0.75	0.81	0.75	0.74	0.69	0.69
5.0	0.68	0.70	0.67	0.74	0.67	0.60	0.62	0.62
6.0	0.60	0.63	0.59	0.67	0.60	0.49	0.52	0.52
8.0	0.48	0.51	0.47	0.56	0.49	0.41	0.44	0.44
10.0	0.39	0.42	0.39	0.47	0.41	0.31	0.34	0.34

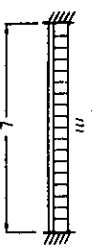
جدول (۶-۸) مفاد میر  $\beta$  برای بار پیچشی یکنواخت در تیری با دو تکیه گاه ساده پیچشی



$M_p/h = \beta\left(\frac{m}{2}abL^2\right)$   
 $at z = aL$

AL	$\beta$ values				
	$a=0.5$	$a=0.4$	$a=0.3$	$a=0.2$	$a=0.1$
0.5	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98
1.0	0.91	0.91	0.91	0.91	0.92
2.0	0.70	0.71	0.71	0.72	0.74
3.0	0.51	0.51	0.52	0.54	0.57
4.0	0.37	0.37	0.38	0.41	0.44
5.0	0.27	0.27	0.29	0.31	0.34
6.0	0.20	0.20	0.22	0.24	0.28
8.0	0.12	0.12	0.13	0.16	0.19
10.0	0.08	0.08	0.09	0.11	0.14

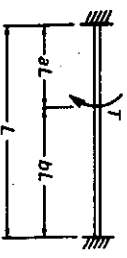
جدول (۷-۸) مفاد میر  $\beta$  برای بار پیچشی یکنواخت در تیری با دو تکیه گاه گیردار پیچشی



$M_p/h = \beta\left(\frac{m}{12}L^2\right)$   
 $at z = 0 \text{ and } z = L$

AL	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0
$\beta$	0.99	0.98	0.94	0.88	0.81	0.74	0.67	0.56

جدول (۸-۸) مفاد میر  $\beta$  برای بار پیچشی متمرکز در تیری با دو تکیه گاه گیردار پیچشی

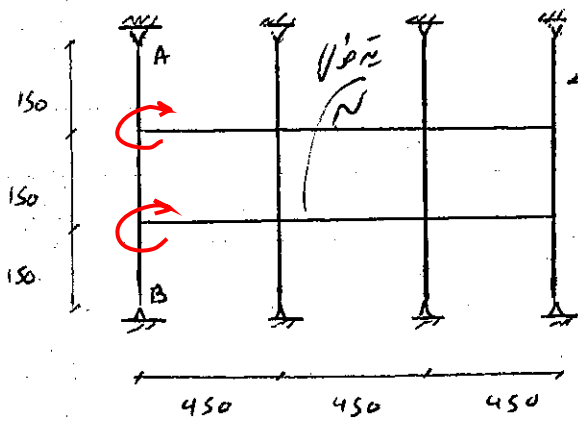


$M_p/h = \beta$  (لنگر مثبت به کمک تئوری خمش)  
 $= \beta[2Ta^3b^2L]$   
 $at z = aL$

AL	$\beta$ values			
	$a=0.5$	$a=0.3$	$a=0.2$	$a=0.1$
0.5	0.99	1.00	1.00	1.00
1.0	0.98	0.99	0.99	1.01
2.0	0.92	0.95	0.95	1.05
3.0	0.85	0.91	0.85	1.10
4.0	0.76	0.85	0.76	1.16
5.0	0.68	0.79	0.68	1.21
6.0	0.60	0.73	0.60	1.26

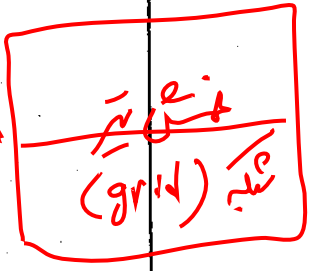
تحلیل تیرریزی گت پلها و ساختها گت -

- برگاه اتصالات تیرریزی گت به یکدیگر اتصالاتی ملب است. همواره امکان همیشه تیر (ی اصل) بر  
گت وجود دارد. جهت تحلیل این چنین تیرها به استفاده از تعادل دورای گرها به هم ستاده همیشه امکان بر  
تیر (ی اصل) برآورد. به هم است که تنش حاصل از همیشه در تمام طول تیر امانه فراهم است.

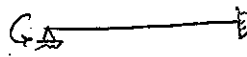


پلان تیرریزی

تیر (ی اصل) IPE 22  
تیر عمودی IPB 24  
750 دان



PLAN

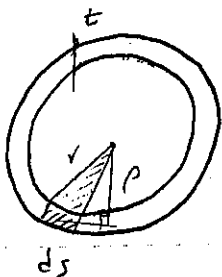


مطلوبه طراح همیشه تیر AB

بعضی مقاطع بته -

- از مقاطع بته فولادی به دلیل بالا بردن استحکام همیشه آنها جهت کشش (تیر) یا بایستی منحنی و قطعات منحنی ساخته شده است.

- در این مقاطع وزن برای این است که تنش برش در تمامت جدار پدید آید.  
 وزن رده ایم  $\rho$  است  $\rho = 0$  است یعنی وزن در جدار ندارد.



$$dT = (\tau t) \rho ds \rightarrow T = (\tau t) \int \rho ds$$

مساحت جدار  $= \frac{1}{2} \rho ds$

$$T = 2(\tau t)A \rightarrow (\tau t) = \frac{T}{2A}$$

از روی کرنش دافتر برای یک جزو اتان -

$$dW_i = \frac{1}{2} (\tau t) (\gamma ds)$$

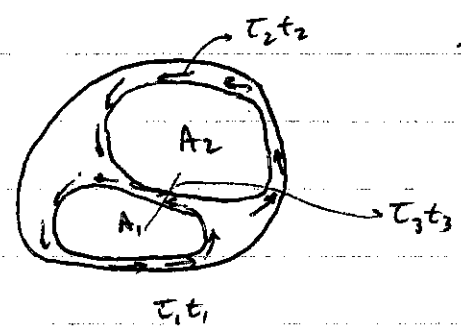
$$= \frac{1}{2} \left( \frac{T}{2A} \right) \left( \frac{T}{G} ds \right)$$

بر دافتر اول  $W_i = \frac{T}{4AG} \int \tau ds$

بر دافتر دوم  $W_o = \frac{T}{2} \theta$

$$\theta = \frac{\int \tau ds}{2AG}, T = GJ\theta$$

$$J = \frac{4A^2}{\int ds/t}$$



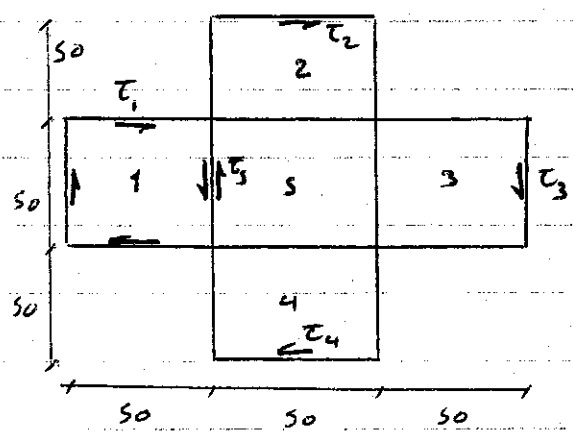
$$\theta = \frac{\int \tau ds}{2A_1 G}$$

$$\theta = \frac{\int \tau ds}{2A_2 G}$$

$$T = 2A_1 \tau_1 t_1 + 2A_2 \tau_2 t_2 + \dots + 2A_n \tau_n t_n$$

سوال -

مکانیزم تنش برش 950 bar مورد نیاز است  
مطابق T\_max

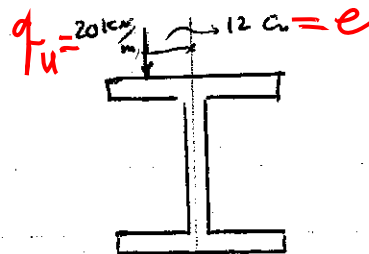
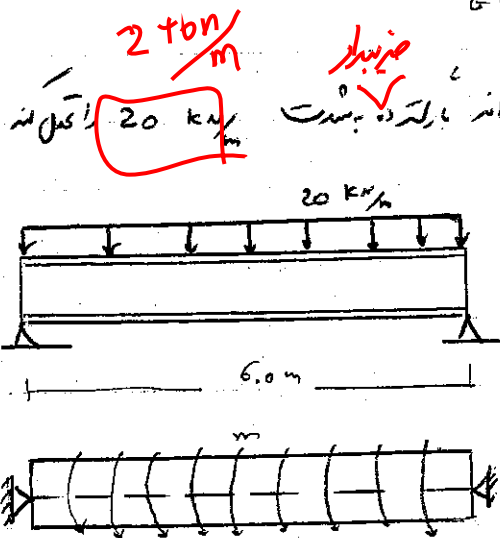


$\tau_1 = \tau_2 = \tau_3 = \tau_4$   
 در هر استرین  $= \tau_1 - \tau_3$

$$\theta = \frac{\int \tau ds}{2A_s G} \rightarrow \begin{cases} 3(50) \times \tau_1 + 50(\tau_1 - \tau_3) = 2G\theta (50 \times 50) \\ 4(\tau_1 - \tau_3) 50 = 2G\theta (50 \times 50) \end{cases}$$

$\tau_1 = 41.7 G\theta$   
 $\tau_3 = 66.7 G\theta$   
 $950 = 41.7 G\theta \rightarrow G\theta = 22.78$

$T = \sum 2A_s \tau t = 4 [2(50 \times 50) (41.7) G\theta (1.2) + 2(50 \times 50) (41.7 - 66.7) G\theta (1.2)]$   
 $= 850800 G\theta$   
 $J = \frac{T}{G\theta} = 850800$



درج در بعضی فولاد

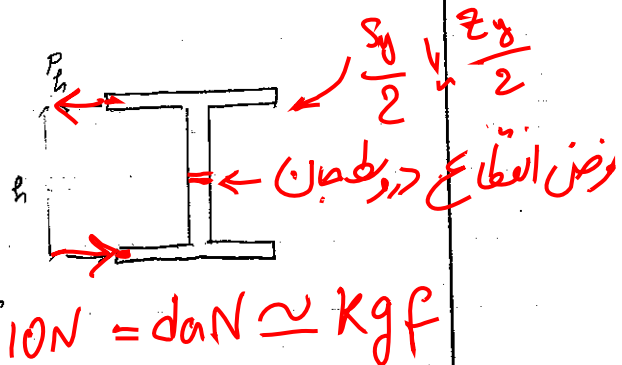
مطلوبت بین گویترین نیرف I شکل در تیرانه بارگده به است

با استفاده از جدول باره  
 تبدیل به  $\beta = 0.5$  به گویترین

$m = 12 \times 20 = 240 \text{ dan cm/cm}$

$\beta = 0.5$   
 $P_h = \frac{m}{h} = \frac{240}{280} = 8.57 \text{ dan/cm}$

$M_p = \beta P_h \frac{l^2}{8} = 0.5 (8.57 \times \frac{600^2}{8}) = 192860 \text{ dan/cm}$



$(F_{bx} = F_{by} = 1400)$

$\frac{M_x}{1400} + \frac{M_y}{1400} \leq 1400 \rightarrow S_x \geq \frac{M_x}{1400} + \frac{2M_y}{1400} (\frac{\beta_x}{\beta_y})$

LRFD

$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nox}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{noy}} \leq 1$

$M_{nox} = Z_x F_y$   
 $M_{noy} = Z_y F_x \times \frac{1}{2}$

IPB مورد 3

$$M_x = \frac{W \cdot l^2}{8}, \quad \bar{W} = 100 \text{ dan/m}$$

$$M_x = (2000 + 100) \frac{6.00^2}{8} = 9450 \text{ dan.m}$$

$$Z_x = \frac{945000}{1400} + \frac{2(192860)}{1400} = 150.1 \text{ cm}^3 \rightarrow (\text{IPB } 28) \quad \text{انتخاب رولر}$$

بهرت ریس برسی رولر:

$$\lambda = \sqrt{\frac{GJ}{ECW}} = \sqrt{\frac{148}{2.6 \times 1130000}} = \frac{1}{141}, \quad \lambda L = \frac{600}{141} = 4.26 \rightarrow \beta = .395$$

LRFD  $\beta$   $\frac{W}{S_x}$

$$M_f = \beta \frac{F_h l^2}{8} = \beta \frac{m l^2}{8h} \rightarrow M_f = .391 \frac{240(600)^2}{8(28-1.8)} = 142200 \text{ dan.cm}$$

LRFD  $\beta$   $\frac{W}{S_x}$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1, \quad F_{by} = 1400 \text{ bar}, \quad \frac{L_d}{A_f C_b} = \frac{600 \times 28}{28 \times 1.8 \times 1} \leq 590 \rightarrow F_{bx} = 1400 \text{ bar}$$

$L_b = 600$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{945000}{1380} = 685 \text{ bar}, \quad f_{by} = \frac{M_f}{\frac{1}{2} S_y} = \frac{142200}{.5(471)} = 604 \text{ bar}$$

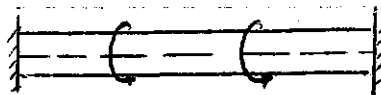
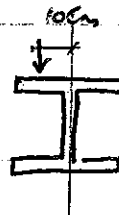
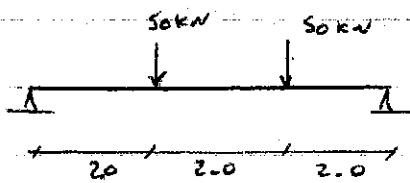
IPB  $\rightarrow L_p = ?$   
 $L_p < L_b < L_r$

$$\rightarrow \frac{685}{1400} + \frac{604}{1400} = .921 < 1. \text{ o.k.}$$

مسئله - تیری است بطول 6 متر

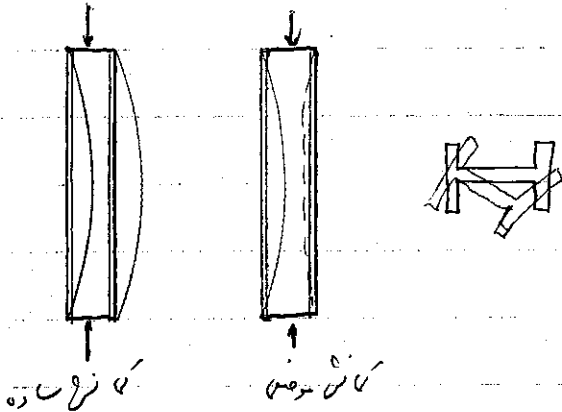
مکعبت طرح تیر و ستیله 6

تیمار نوع IPB



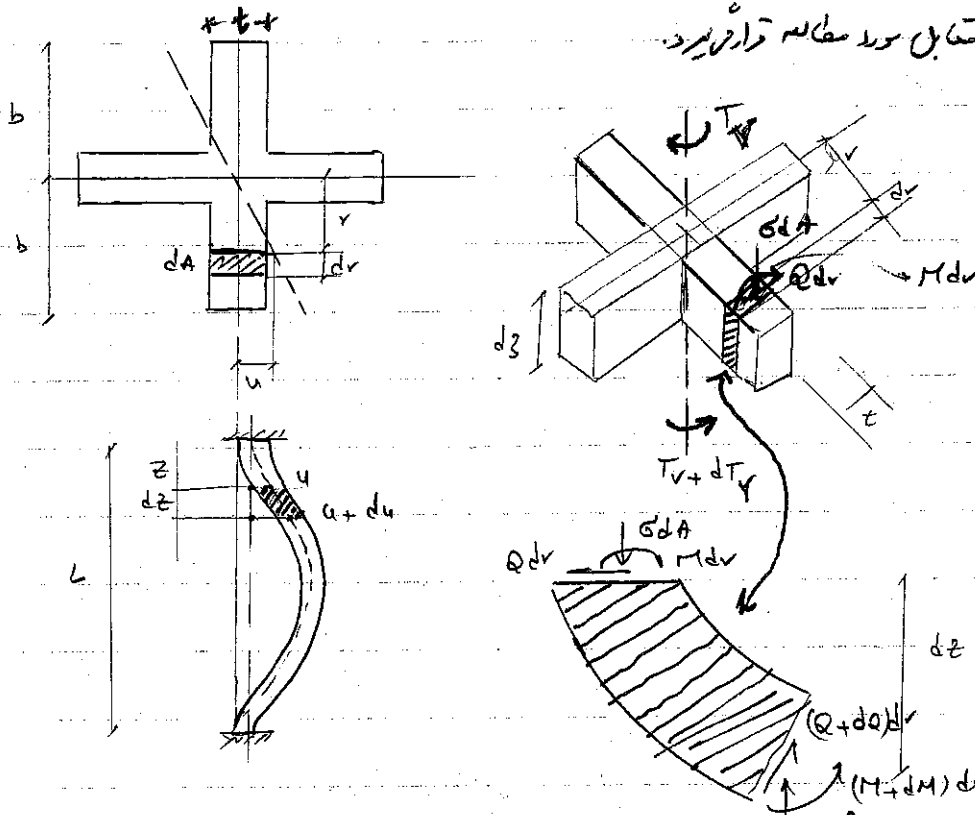
کمانش میتر سوراخا -

سختی میتر غیر فلادی بز پایین است و همین دلیل امکان دارد این میتر تحت فشار محوری بدون کمانش (سورخا) پیدا کنه.



بر کمانش میتر در نظر جا -

میتر میلش شکل ستابن سوراخا مطالعه قرار میبرد



تغییر مکان  $u$  حاصل از دور  $\phi$  فواصل  $u = r \phi$

بر این جزء که تحت تاثیر  $M$  و  $Q$  حاصل از تاب غیر یکسان است  $T_v$  حاصل از میتر سوراخا



- تعادل نیروی محلی در z

توازن عمودی :  $dT_v + \int_A r dQ dr = 0 \rightarrow dT_v/dz + \int_A r dQ/dz dr = 0$  (الف)

- تعادل نیروی برشی

توازن افقی :  $dM dr + Q dr dz + \sigma dA du = 0$

$Q dr + \frac{dM}{dz} dr + \sigma dA \frac{du}{dz} = 0 \sim \frac{dQ}{dz} dr = -\frac{d^2 M}{dz^2} dr - \sigma dA \frac{d^2 u}{dz^2}$  (ب)

(الف)  $\rightarrow \frac{dT_v}{dz} = \int_A \frac{d^2 M}{dz^2} r dr + \sigma \int_A \frac{d^2 u}{dz^2} r dA$   
 $M dr = EI \frac{d^2 u}{dz^2} = EI \frac{t^3 dr}{12} \frac{d^2 u}{dz^2}$

$\rightarrow \frac{dT_v}{dz} = \frac{Et^3}{12} \int_A \frac{d^2 u}{dz^2} r dr + \sigma \int_A \frac{d^2 u}{dz^2} r dA$

تغییر نیروی برشی  $T_v$  در طول از رابطه زیر میسر می آید

$(u = r\phi) \text{ و } (T_v = GJ \frac{d\phi}{dz}) \Rightarrow -GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} + \frac{Et^3}{12} \frac{d^4 \phi}{dz^4} \int_A r^2 dr + \sigma \frac{d^2 \phi}{dz^2} \int_A r^2 dA = 0$   
 $\int_A r^2 dr = \frac{4b^3}{3}$  و  $\int_A r^2 dA = I_p$  تدریس تطبیق

$\Rightarrow \frac{Et^3}{12} \phi^{(4)} + (\sigma I_p - GJ) \phi'' = 0$  ,  $c_w = \frac{b^3 t^3}{12}$  ,  $k^2 = \frac{\sigma I_p - GJ}{Ec_w}$

$\rightarrow \phi^{(4)} + k^2 \phi'' = 0 \rightarrow \phi = A \sin k z + B \cos k z + C z + D$

(د) شرایط سطح در انتهای تیرک از تقریب بردارند :

$(\phi = 0)_{z=0, l}$   $(\frac{d\phi}{dz})_{z=0, l} = 0$

$\rightarrow B+D=0 \quad A \sin kl + B \cos kl + cl + D = 0 \quad A + c = 0$

$A \cos kl - B \sin kl + c = 0$

$\rightarrow \begin{cases} A(\sin kl - kl) + B(\cos kl - 1) = 0 \\ A(\cos kl - 1) - B \sin kl = 0 \end{cases} \sim \sin kl/2 (2 \sin kl/2 - kl \cos kl/2) = 0$

اینکامای حالت غیر منضامند.

$kl/2 = \pi, \quad kl/2 = 4.49$

$k^2 = \left(\frac{2\pi}{l}\right)^2 = \frac{F_{cr} I_p - GJ}{ECW} \rightarrow F_{cr} = \frac{GJ}{I_p} + \frac{4\pi^2}{L^2} \frac{ECW}{I_p}$

$\Phi = 0, \quad \frac{d^2 \Phi}{dx^2} = 0$

اگر فرض شود که در انتهای ستون از نظر بزرگساز:

$\rightarrow F_{cr} = \frac{GJ}{I_p} + \frac{\pi^2}{L^2} \frac{ECW}{I_p}$

(I)  $\therefore F_{cr} = \frac{GJ}{I_p} + \frac{\pi^2}{(kl)^2} \frac{ECW}{I_p}$

اگر حالت اول خارج رابطه را به صورت زیر بنویسیم:

(II)  $F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(kl/y_E)^2}$

$y_E$  شعاع ژیراسیون معادل گانه میسر

باتوجه داد رابطه (I) و (II) داریم:

$$y_E^2 = \frac{C_w + 0.04 \delta (kl)^2}{I_p}$$

$I_p$ : آندهای قطب نسبت به مرکز برش مقطع

ما  $\Rightarrow$  کمانش همیشه قبل از  $\Rightarrow$   $y_E \leq y_p$  اگر

کمانش ساده میسر باشد

رابطه فوقی بیان می کند که مرکز ثقل برش منطبق است (تقریباً)

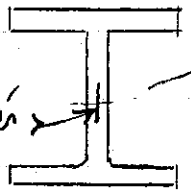
و اگر برهم منطبق نباشد داریم:

توجه کنید

$$\frac{1}{r_e^2} = \frac{1}{2r_E^2} + \frac{1}{2r_y^2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2r_E^2} - \frac{1}{2r_y^2}\right)^2 + \left(\frac{d_0}{r_E r_y r_f}\right)^2}$$

$r_e$ : شعاع ژورادین حاصل از تنش عمیق فرغ  
 $r_y$ : شعاع ژورادین حاصل از تنش درون  
 $r_p$ : شعاع ژورادین حاصل از تنش درون  
 $d_0$ : فاصله بین مرکز برش دو مرکز ثقل  
 $r_E$ : شعاع ژورادین حاصل از تنش عمیق قبل از  
 کاهش به بیشترین تنش قبل از  
 کاهش به بیشترین تنش بعد از  
 کاهش به بیشترین تنش بعد از  
 کاهش به بیشترین تنش بعد از

مثال - در مورد نیز فشار زیر سطح آلیست که در شرایط امکان ۴ نوع تنش عمیق زیر اثر بار محوری  
 وجود خواهد داشت. فرض کنید که قطعات در دو انتهای منفصل بوده و از نظر تنش بر روی یک سطح  
 سازه به هم متصل قرار دارند.



IPB 18  
 $A = 65.3$   
 $I_y = 1363$   
 $r_y = 4.57$   
 $I_x = 3831$

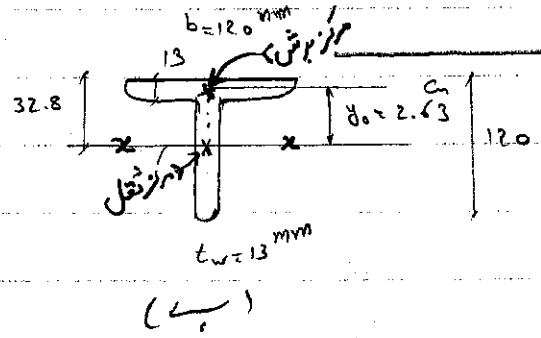
$$r_E^2 = \frac{C_w + 0.04 J (1.1L)^2}{I_{ps}}$$

$$r_E^2 = \frac{93750 + 0.04(45.1)(1 \times L)^2}{3831 + 1363} \leq 4.57^2 = r_y^2$$

حل الف):

$L < 90$  cm

بنابراین اگر  $L < 90$  cm امکان کاهش به بیشترین تنش قبل از کاهش به بیشترین تنش  
 است در این نوع سازه است. (این نتیجه گیری برای کلیه نیزهای I شکل تریگ متداول  
 است در این نوع سازه است. این نتیجه گیری برای کلیه نیزهای I شکل تریگ متداول  
 است در این نوع سازه است.



حل ب):  
 $A = 29.6$   
 $I_x = 366$   
 $I_y = 17.8$   
 $r_x = 3.01$ ,  $r_y = 2.45$ ,  $J = 18.6$

$$C_w = \frac{1}{36} \left( \frac{b^3 t_f^3}{4} + b^3 t_w^3 \right) = 115.6$$

$$r_E^2 = \frac{C_w + 0.04 I (kL)^2}{I_{PS}} \quad I_{PS} = (366 + 29.6 (2.63)^2) + 178 = 748.7 \text{ cm}^4$$

$$r_p = \sqrt{\frac{I_{PS}}{A}} = \sqrt{\frac{748.7}{29.6}} \rightarrow r_p = 5.03 \text{ cm}$$

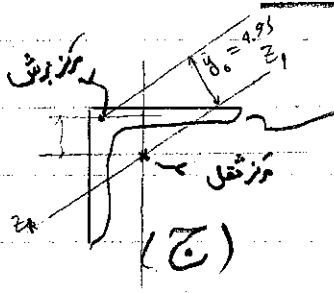
$$r_E^2 = \frac{115.6 + 0.04 \times 18.6 \times L^2}{748.7} = 0.1544 + 0.000994 L^2$$

بارض  $L = 100 \text{ cm}$

$r_E = 3.177$

$$\frac{1}{r_e^2} = \frac{1}{2 \times 3.177^2} + \frac{1}{2 \times 2.45^2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2(3.177)^2} - \frac{1}{2(2.45)^2}\right)^2 + \left(\frac{2.63}{3.177 \times 2.45 \times 5.03}\right)^2}$$

$\rightarrow r_e = 2.19 < r_g = 2.45$  بارزا طول  $L = 100 \text{ cm}$



$A = 43$   
 $I_x = I_y = 898$  ,  $r_x = r_y = 4.57$  ,  $r_{E1} = 2.93 = r_{min}$

ط (ج)

$J = \frac{1}{3} (2) (15 - 1.5 \frac{1}{2}) (1.5)^3 = 32.1 \text{ cm}^4$  ,  $C_w = \frac{1}{36} (b^3 t_1^3 + h^3 t_2^3) = 543 \text{ cm}^4$

$$r_E^2 = \frac{C_w + 0.04 I (kL)^2}{I_{PS}} \quad I_{PS} = 2(898) + 43(4.95)^2 = 2856 \text{ cm}^4$$

طول  $L = 150 \text{ cm}$

$r_E^2 = 10.3 \rightarrow r_E = 3.21$

$$\frac{1}{r_e^2} = \frac{1}{2(3.21)^2} + \frac{1}{2(2.93)^2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2(3.21)^2} - \frac{1}{2(2.93)^2}\right)^2 + \left(\frac{4.95}{3.21 \times 2.93 \times 8.14}\right)^2}$$

$\rightarrow r_e = 2.41 < r_{min} = r_2 = 2.93$  :  $L = 150 \text{ cm}$

## فصل دوم:

اثر تنش پسماند در کمانش ستونها

Residual stresses

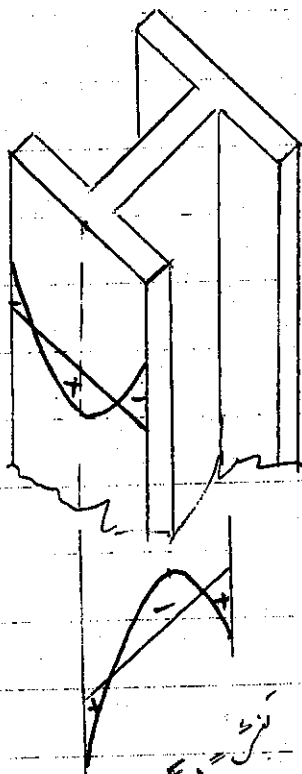
اگر تنش پس ماند در لاین مستوی -

- تنش پس ماند به سببی از انحراف می آید که پس از آنکه قطعه ای به شکل خاصی خود را آزاد و در تمام آن جانده و تغییر شکل فولادی عمدتاً در اثر خنک شدن غیر یکنواخت نیز می آید فولادی پس از سرد شدن پس ماند تنش پس ماند می آید.

در این صورت توزیع آن بصورت زیر خواهد بود.

در قسمتی که فقط که تا فیر در صفا شکل خواصند است  
کشش در قسمتی که در بعضی جویان هوا که ابتدا خنک می شود  
نتیجه ای بار خواهد بود.

مافض است که مگر در چنین نیز می آید اثر سردی است  
عاندی نیز بر دل استن نخواهد بود.



بر سطحی در نقطه  $x$  از مرکز استوار تنش خواهد بود:

علاوه بر این  $\phi = 1/R$  نظریه ابتدای خمش  
 $\epsilon = E \cdot \phi = E \cdot x/R$

(بزرگی نیرو) (سطح سطح) (تنش)  $dM =$

$= E \cdot x/R \cdot (dA) \cdot x$

تنش در تارهای انجام شده  $x$  از محور مرکزی صفر (تحت اثر خمش)

$M = \frac{1}{R} \int_A E \cdot x^2 \cdot dA$

$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} = \frac{M}{E \cdot I}$

$$E'I = MR = \int_A E_t x^2 dA \rightarrow E' = \frac{1}{I} \int_A E_t x^2 dA$$

effective modulus

$$(E_t = E)$$

$$(E_t = 0)$$

در متریال ایده آل الاستو پلاستیک :

مقدار  $E_t$  در سمت راستی :

مقدار  $E_t$  در سمت چپ راستی :

این فرایم داشت :

$$* \rightarrow E' = \frac{E}{I} \int_A x^2 dA = E \left( \frac{I_e}{I} \right) \quad \text{داریم} \quad I_e = \int_A x^2 dA \quad \text{(رقت ارجاعی)}$$

لاستیک بخشی قسمتی جاری شده مقطع صفر بوده لذا استحکام کمترین متون برابر با استحکام متونی است که همان ایندی متعون همان ایندی قیمت ارجاعی مانده سطح مقطع است. لذا \*

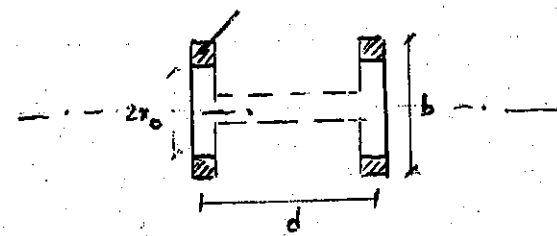
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E \left( \frac{I_e}{I} \right)}{(KL/r)^2}$$

الف - اگر لاین منحن حول محور منعین باشد :

ب - اگر لاین منحن درگیری متون در نظر گرفته :



این جاری شده بال



رقت ارجاعی مانده بال a-a

$$k = \frac{2x_0}{b} = \frac{A_e}{A}$$

$$E' = E I_e / I = E \frac{t_f (2x_0)^3}{t_f b^3} = E k^3$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k^3}{(KL/r)^2}$$

قراردادن این رابطه در متن بزرگ ، مقدار منحن جاری حساب خواهد شد.

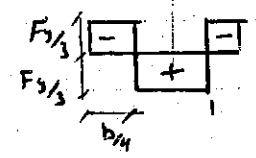
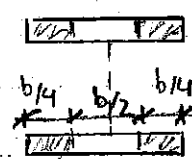
تدریس متریال مقاومت متون مثال - لا توزیع تنش بر مبنای صورت مستطیلی

بررسی تنش حول محور (y-y)

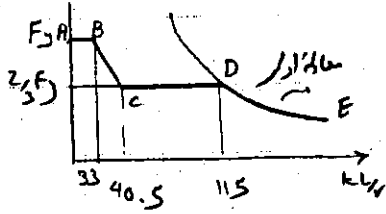
الف - تنش بحرانی حد کمترین ارجاعی و لافزی مربوطه (نایه DE)

$$F_{cr} \leq F_y - \frac{1}{3} F_y = \frac{2}{3} F_y$$

در این حالت کل سطح ارجاعی است

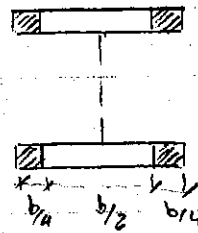


$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} \leq \frac{2}{3} F_y \rightarrow kL/r \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\frac{2}{3} F_y}} = 11.5$$



ب - تنش بحرانی در کمانش غیر ارجحی و لانه‌ای مربوطه (ناحیه BC) :

آر  $F_{cr} > \frac{2}{3} F_y$



$$K = \frac{2x_0}{b} = \frac{b/2}{b} = 1/2$$

$$E_c = E \cdot \frac{I_e}{I} = EK^3 = E/8$$

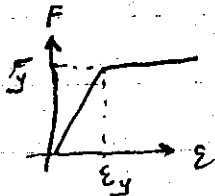
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{8(kL/r)^2} \geq \frac{2}{3} F_y \rightarrow kL/r \leq 40.5$$

ج - شدت تنش بحرانی و لانه‌ای مربوطه (ناحیه AB) :

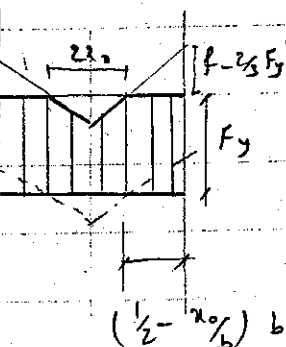
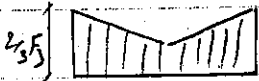
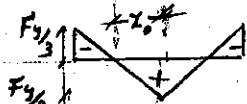
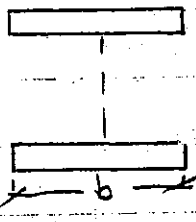
آر  $F_{cr} = F_y$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{8(kL/r)^2} = F_y \rightarrow kL/r = 33$$

تدریس مبنی مقاومت تیر



دایره تنش - کرنش



شکل ۴-۱۰ تنش در کمانش (۴-۵) - (توزیع تنش در سازه خمی)

الف - تنش بحرانی در کمانش ارجحی و لانه‌ای مربوطه (ناحیه BC) :

$$F_{cr} < F_y - \frac{1}{3} F_y = \frac{2}{3} F_y$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} < \frac{2}{3} F_y \rightarrow kL/r \geq 11.5$$

ب - تنش بحرانی در کمانش غیر ارجحی و لانه‌ای مربوطه (ناحیه AB) :

$$F = P/A > \frac{2}{3} F_y$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E (I_e/E)}{(kL/r)^2}$$

در اینجا



$$I_{e/I} = \frac{2(\frac{1}{12})(2x_0)^3 t}{2(\frac{1}{12}) b^3 t} = \frac{8x_0^3}{b^3}$$

$$F_{cr} = \frac{8\pi^2 E (x_0/b)^3}{(KL/r)^2}$$

$F_{cr}$  تابعی از  $\lambda$  و  $\frac{x_0}{b}$  است، لذا رابطه دیگری هم لازم است:

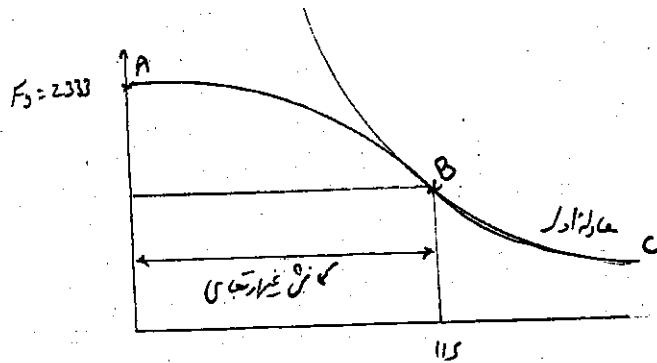
از آنجایی که  $P_{cr} = 2 [f b t - 2(\frac{1}{2})(f - \frac{2}{3}F_y)(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b}) b t]$  (معادله است)

از آنجایی که  $\frac{f - \frac{2}{3}F_y}{(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b})b} = \frac{\frac{2}{3}F_y}{b/2} \rightarrow f = [1 - \frac{x_0}{b}]^4 \frac{4F_y}{3}$

$$P_{cr} = 2bt \left\{ (1 - \frac{x_0}{b})^4 \frac{4F_y}{3} - \left[ (1 - \frac{x_0}{b})^4 \frac{4F_y}{3} - 2 \frac{F_y}{3} \right] (1 - \frac{x_0}{b}) \right\} = A_g F_y \left[ 1 - \frac{4}{3} (\frac{x_0}{b})^2 \right]$$

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} = F_y \left[ 1 - \frac{4}{3} (\frac{x_0}{b})^2 \right]$$

$x_0/b$	$F_{cr}$	$KL/r$
.5	1555	113
.4	1836	74
.3	2053	46
.2	2210	24



از آنجا که  $F_{cr}$  تابعی از  $\lambda$  و  $\frac{x_0}{b}$  است، لذا رابطه دیگری هم لازم است.

از آنجایی که  $E_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g}$

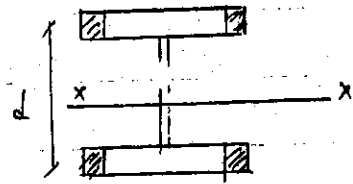
$$E_{cr} = \frac{\frac{dP}{A}}{\frac{\frac{dP}{A_e}}{E}} = \frac{A_e E}{A} = \frac{E (A_w + 2k A_f)}{A}$$

$$k = \frac{2x_0}{b} \rightarrow k = \frac{E_e A}{2E A_f} = \frac{A_w}{2A_f}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E'}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 E k^2}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \left( \frac{E_c A}{2A_f E} - \frac{A_w}{2A_f} \right)^3$$

ب- اگر نوبت حول محورهای شیب باشد.  
 ۱- از تاثیر جان دهایی ستون در محاسبه می‌کنیم.

$$\frac{E I_c}{I} = E \frac{2A_c (d/2)^2}{2A_f (d/2)^2} = E k$$



جدول از تاثیر جان دهایی ستون در محاسبه می‌کنیم.

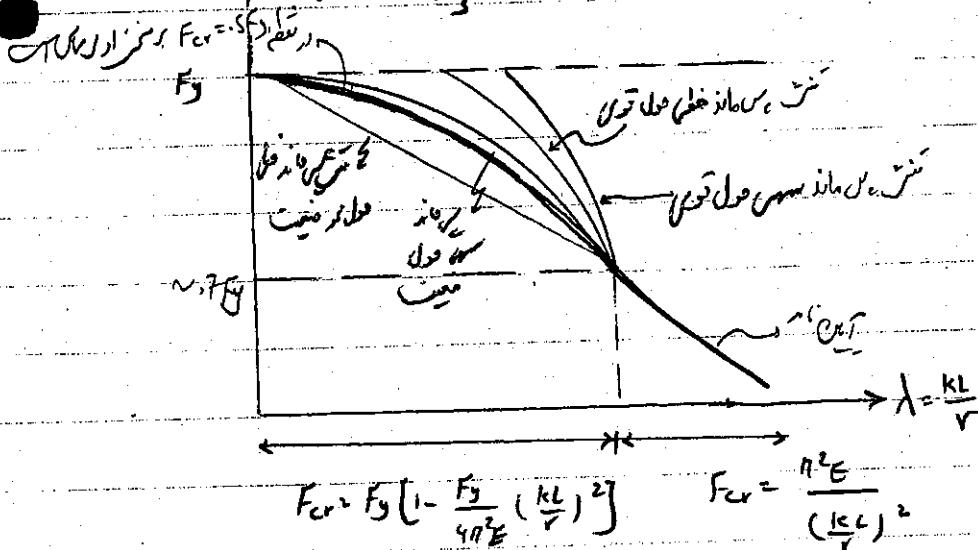
$$E I_{c1} = E \left[ \frac{2kA_f (d/4)^2 + t_w d^3/12}{2A_f (d/4)^2 + t_w d^3/12} \right]$$

$$= E \left( \frac{2kA_f + A_w/3}{2A_f + A_w/3} \right)$$

$$2kA_f = \frac{E_c A}{E} - A_w$$

$$E' = E \frac{I_{c1}}{I} = \left[ \frac{\frac{E_c A}{E} - 2 \frac{A_w}{3}}{2A_f + A_w/3} \right] E$$

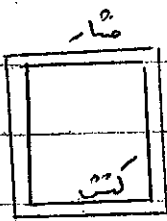
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E'}{(KL/r)^2}$$



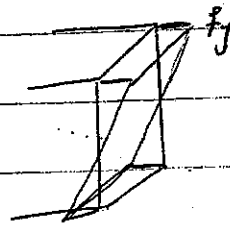
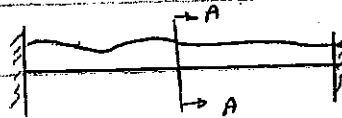
## فصل سوم:

کمانش جانبی تیرها

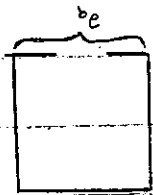
مقدارهای بر  
گانش تیرها:



مقطع A-A



در مقاطع جدار نازک اگر مقطع منفرجه نباشد در وسط تنش منفرجه اند به  $f_y$  برسند. در صورت گشایی شکل داریم... ورق جان تحت تنش قرار میگیرد... بنابراین بجز ماروی صحت فشاری مقاطع جدار نازک صحیح است.



این نامه AISI مبنای مقطع رو به رو در نظر بگیریم و همان لیزری 2 از آن حساب کنیم

⊙ AISI/ASD

این نامه AISI مبنای آروف *unstiffend* داشته باشیم مثلاً بین زنی داشته باشیم

$$\phi = 0.9 Q_s f_y$$

فستی است که مقطع مربوطه داشته باشد (شماره جاز)

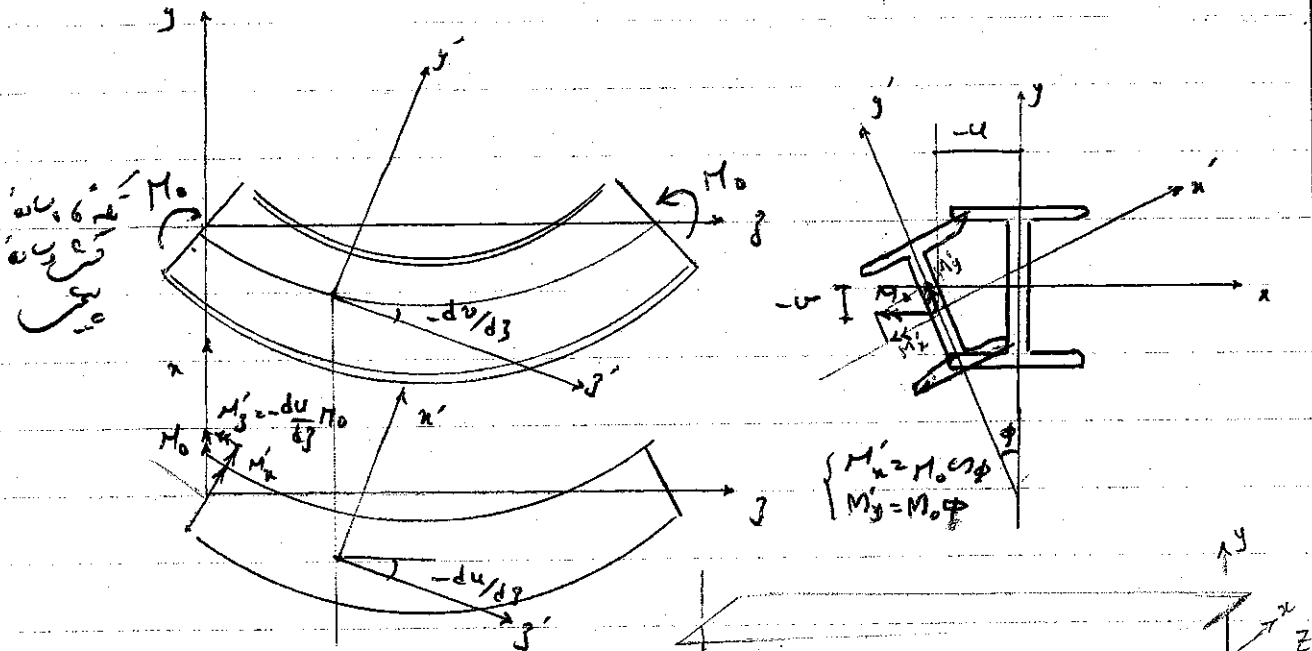
⊙ AISI/LRFD

$$\phi = \phi_b Q_s f_y$$

$$\phi_b = 0.9$$

کمانش جانبی تیر

- برای تیر (نیز مانند مقاطع دیگر) امکان ناپایداری دارد (برای محاسبه آن):



$$\begin{cases} M'_x = M_0 \cos \phi = M_0 = EI_x \frac{d^2 v}{dz^2} \\ M'_y = M_0 \phi = EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} \\ M'_z = -\frac{du}{dz} M_0 = GJ \frac{d\phi}{dz} - EC_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} \end{cases} \quad (1)$$

$$\frac{d}{dz} \left( -\frac{d^2 u}{dz^2} M_0 = GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - EC_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} \right)$$

از طرف  $\frac{d^2 u}{dz^2}$  بین این معادله و معادله (2) ضرایب برابر:

$$EC_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} - GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \frac{M_0^2}{EI_y} \phi = 0$$

$$\rightarrow \frac{d^4 \phi}{dz^4} - 2\alpha \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \beta \phi = 0 \quad \phi = Ae^{mz}$$

$$\beta = \frac{M_0^2}{E^2 C_w I_y} \quad 2\alpha = \frac{GJ}{EC_w}$$

$$\rightarrow m^4 - 2\alpha m^2 - \beta = 0 \rightarrow m = \pm \sqrt{\alpha \pm \sqrt{\beta + \alpha^2}} \quad n = \alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2}$$

$$q = -\alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \phi &= A_1 e^{n\eta} + A_2 e^{-n\eta} + A_3 e^{i\eta\eta} + A_4 e^{-i\eta\eta} \\ \phi &= A_1 e^{n\eta} + A_2 e^{-n\eta} + A_3 \sin \eta\eta + A_4 \cos \eta\eta \end{aligned} \right.$$

مقادیر ثابت A با توجه به شرایط اولیه تعیین می‌شوند. راستی  $\phi''=0, \phi=0$

$$\eta=0 \left\{ \begin{aligned} \phi=0 &\rightarrow 0 = A_1 + A_2 + A_3 \\ \phi''=0 &\rightarrow 0 = A_1 n^2 + A_2 n^2 - A_3 \eta^2 \end{aligned} \right\} \sim \begin{cases} A_1 = A_2 \\ A_3 = 0 \end{cases}$$

$$\phi = A_1 (e^{n\eta} - e^{-n\eta}) + A_4 \sin \eta\eta = 2A_1 \sinh n\eta + A_4 \sin \eta\eta$$

$$\eta=L \left\{ \begin{aligned} \phi=0 \\ \phi''=0 \end{aligned} \right. \sim \begin{cases} - & - & - & = & 0 \\ - & - & - & - & 0 \end{cases} \sim 2A_1 (n^2 + \eta^2) \sin nL = 0 \sim A_1 = 0$$

$$(\eta=L) \sim \phi = A_4 \sin \eta L = 0 \sim \sin \eta L = 0 \sim \eta = \frac{n\pi}{L} \quad (n=1)$$

$$\eta = \sqrt{-\alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2}} = \frac{n\pi}{L} \rightarrow -\frac{GJ}{2EC_w} + \sqrt{\frac{M_0^2}{E^2 C_w I_y} + \left(\frac{GJ}{2EC_w}\right)^2} = \frac{n^2 \pi^2}{L^2}$$

آر  $M_0 = M_{cr}$  داریم

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{n^4 EC_w I_y}{L^4} + \frac{n^2 EI_y GJ}{L^2}} \quad (*)$$

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{n \sqrt{EI_y GJ}}{S_x L} \sqrt{\frac{n^2 EC_w}{L^2 GJ} + 1} \quad C_4 = n \sqrt{\frac{n^2 EC_w}{L^2 GJ} + 1}$$

$$F_{cr} = \frac{C_4 \sqrt{EI_y GJ}}{S_x L}, \quad \lambda^2 = \frac{GJ}{EC_w} \sim C_4 = n \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\lambda L}\right)^2}$$

- مقدار بحرانی دسب کاهش عین تیرا شود تحت اثر تدریجی بار، رابطه فوق درست است.

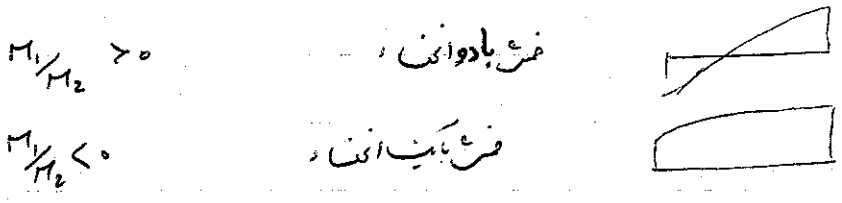
- آر و طول تیر تغییرات کمتری وجود داشته باشد از رابطه زیر استفاده می‌کنیم.

$L =$  فاصله درجه‌های بال فشاری

بار خست و صحت آمد (یعنی با تغییر مقدار تیر یعنی دو بار عرض) داریم:

(رابطه بالا در ضرب C ضرب می‌شود)

$$F_{cr} = \frac{C_c C_u \sqrt{E I_y G J}}{S_x L} \quad (C_c = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 (\frac{M_1}{M_2})^2 \leq 2.3)$$

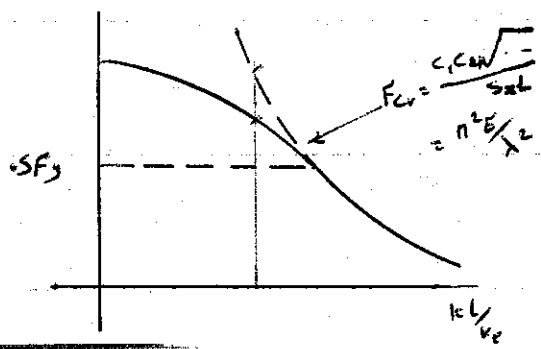


اگر مقدار  $F_{cr} > 0.5 F_y$  بود لنگر جانبی در هوزده ارجاش نیست ( بلکه در هوزده غیر ارجاشی است )  
 و از رابطه سس باید آن را تعیین کرد.

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4 \pi^2 E} \left( \frac{K L}{r_e} \right)^2 \right] \quad *$$

در این رابطه برای تعیین  $(K L / r_e)$  باید رابطه زیر را تکمیل کرده شود.

$$F_{cr} = \frac{C_1 C_u \sqrt{E I_y G J}}{S_x L} = \frac{\pi^2 E}{(K L / r_e)^2} \quad **$$



از  $(**)$  مقدار  $(K L / r_e)$  تعیین می شود در  $(*)$   $F_{cr}$  بزرگتر می آید.

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 C_w I_y}{L^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{L^2}} \Rightarrow$$

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 C_w I_y}{S_x^2 L^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{S_x^2 L^2}}$$

اگر  $F_{cr} < 0.5 F_y$  لنگر جانبی از طرفین است و از دو طرف  
 الف -  $F_{cr} < 0.5 F_y$  لنگر جانبی ارجاشی

مقدار زیر را در یکال بصورت زیر تعیین کرد.

$$A_w \approx 0.2 A \quad t_w / t_f = 0.5$$

$$J = 2 \left( b t_f^3 / 3 \right) + 1/3 d_w t_w^3 = t_f^2 / 3 [ 2 b t_f + d_w t_w (t_w / t_f)^2 ] = t_f^2 / 3 [ 2 b t_f + d_w t_w - 0.75 d t_w ]$$

$$A = 2 b t_f + d_w t_w \quad 0.75 A_w = 0.75 (0.2 A) = 0.15 A$$

$$J = t_f^2 / 3 (A - 0.15 A) = 0.28 A t_f^2 \quad C_w = I_y h^2 / 4 \quad I_y = A v_x^2 \quad S_x = \frac{2 A v_x^2}{d}$$

$$v_x \approx 0.41 d \quad h \approx 0.95 d$$

$$F_{cr} = \sqrt{\left(\frac{13.95 E}{(L/r_y)^2}\right)^2 + \left(\frac{3.07 E}{\frac{L_d}{r_y t_f}}\right)^2} \Rightarrow F_{cr} = \sqrt{\left(\frac{14 E}{(L/r_y)^2}\right)^2 + \left(\frac{3 E}{\frac{L_d}{r_y t_f}}\right)^2}$$

a- آریزخ با منحنی پست باشد (مقاطع کوتاه و ضخیم):

$$F_{cr} = \frac{3 E}{\frac{L_d}{r_y t_f}} \quad (1)$$

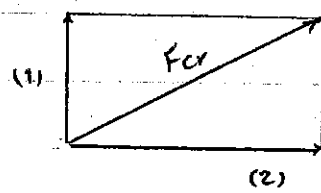
b- آریزخ با منحنی پست است (مقاطع به اندازه کافی بلند):

$$F_{cr} = \frac{14 E}{(L/r_y)^2} \quad (2)$$

توجه در مقدار یکم L (فواصل لارجانبی)  $F_{cr}$  از رابطه (2) مقادیر کمتری نسبت به رابطه (1) دارد

c- اگر نخواهیم از هیچ مقدار تنش مجاز صرف نظر کنیم:

$$F_{cr} = \sqrt{\left(\frac{14 E}{(L/r_y)^2}\right)^2 + \left(\frac{3 E}{\frac{L_d}{r_y t_f}}\right)^2} \quad (3)$$



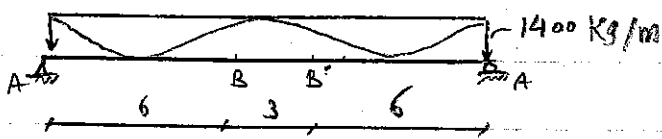
با ستاره می‌توانیم بدانیم که هر دو مقدار پست آمده از هر یک از روابط (1) و (2) را بعنوان تنش مجاز حساب آورد. و غیر اینصورت مقدار تنش مجاز از رابطه (3) محاسب می‌گردد.

ب- اگر مقدار  $F_{cr} > 0.5 F_y$  پست آمده باید مقدار تنش مجاز از رابطه (1) محاسب شود.

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{KL}{r_c}\right)^2 \right]$$

محاسبه شود

مثال - تیری به درازای 15 m روی گورد، دیکوات پست 1400 kg/m با تحمل ممانته میزخ این تیر IPE60 است و این تیر در مقطع میانه 6 متری تکیه 6 متری دارد و این تیر در این مقطع مستوی است. میزان باد و برف المینان 1.57



$$\left\{ \begin{array}{l} F_y = 2333 \\ L = \text{طول لارجانبی} \\ E = 2.07 \times 10^6 \end{array} \right.$$

$$\text{IPE60} \left( \frac{E}{G} = 2.6 \quad C_w = 2846000 \quad J = 166.2 \quad S_x = 3070 \quad I_y = 166.2 \right. \\ \left. (j = 4.66 \quad t_f = 1.9) \right)$$



نظری بیست و نهم

الف) عن الزودس اول:  $F_{cr} = \frac{C_1 C_4 \sqrt{E I_y G J}}{S_x L}$   $C_4 = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\lambda L}\right)^2}$   $AB$  در قطعه  $a$  ( $L = 6m$ )

$\lambda = \sqrt{\frac{G J}{E C_w}} = \sqrt{\frac{166.2}{2.6 (2846000)}} = \frac{1}{211}$   $C_4 = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{600 \times 211}\right)^2} = 4.56$

$C_1 = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1.75$

$F_{cr} = \frac{1.75 \times 4.56}{3070 (600)} \sqrt{\frac{(2.07 \times 10^6)^2}{2.6}} (166.2) (3387) = 4172 \text{ bar} > .5 F_y$  تن در صورت اعطای

$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(K L / r_c)^2} = 4172 \rightarrow (K L / r_c)^2 = 4897$

$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} (K L / r_c)^2 \right] = 2333 \left[ 1 - \frac{2333}{4\pi^2 \times 2.1 \times 10^6} (4897) \right] = 2007 \text{ bar}$

تن در صورت اعطای  $\frac{F_{cr}}{1.67} = \frac{2007}{1.67} = 1202 \text{ bar}$

$M_B = 37800 \text{ daN.m}$

$f_b = \frac{M_B}{S_x} = \frac{37800 \times 100}{3070} = 1231 \sim F_b \text{ o.k. } \checkmark$

ب) در قطعه  $b$  ( $L = 3m$ )

$C_4 = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{211 \pi}{300}\right)^2} = 7.62$

$C_1 = 1$   $F_{cr} = \frac{C_1 C_4 \sqrt{E I_y G J}}{S_x L} = 7968 \text{ bar}$  تن در صورت اعطای

$\rightarrow (K L / r_c)^2 = 2564 \rightarrow F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} (K L / r_c)^2 \right] = 2162 \text{ bar}$

$F_b = \frac{2162}{1.67} = 1295$

$M_{max} = 39375$

$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{39375 \times 100}{3070} < F_b = 1295 \text{ o.k.}$

بجای از روش استفاده از جدول:

برای تقلم (A-B)

$$\text{MAX} \left\{ \begin{aligned} F_{cr} &= \frac{3E}{Ld} = \frac{3 \times 2.07 \times 10^6}{600 \times 60} = 1520 \text{ bar} \\ F_{cr} &= \frac{14E}{(L/r_y)^2} = 1748 \text{ bar} \checkmark \end{aligned} \right.$$

$$F_{cr} = C_1 (1748) = 1.75 (1748) = 3059 > .5F_y$$

کاهش غیرارگانی

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_e)^2} = 3059 \approx (KL/r_e)^2 = 6678$$

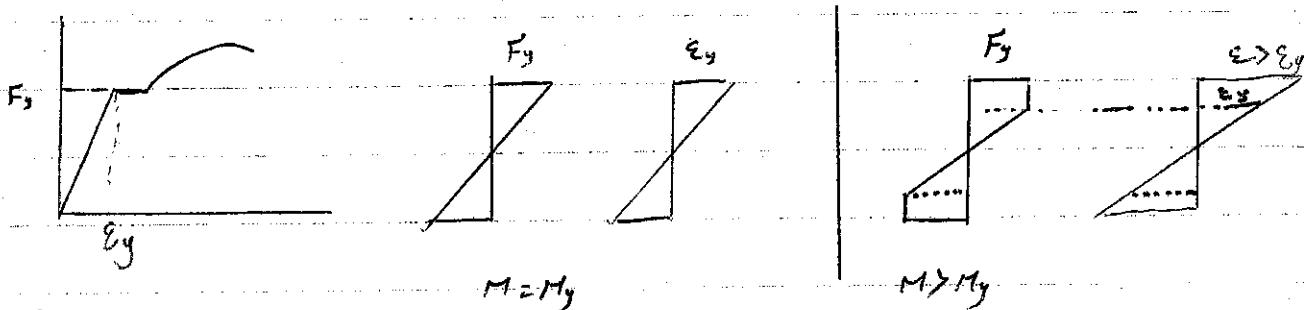
$$\rightarrow F_{cr} = 2333 \left[ 1 - \frac{2333}{47^2 E} (6678) \right] = 1890 \text{ bar}$$

$$F_b = 1890 / 1.67 = 1130 \text{ bar} \quad f_b = 1231 \text{ bar}$$

کاهش جانبی در عرض غیرگی

تدریس (تدریس آری)

هرگاه در محاسبات طاقه قرار باشد تدری بزرگتر از  $0.5F_y = M_y$  وجود داشته باشد (که همان تدری غیرگی است) نیز از آن استفاده می‌شود. احتمال وقوع کاهش جانبی بسیار بالا خواهد بود. در این صورت ضریب اصلاح  $C_1$  ایجاد می‌شود. ضریب اصلاح  $C_1$  همیشه 1.67 است.



الف) در حالت خم شدن  
ب) در حالت  
ج) در حالت

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E^2 C_w I_y}{L^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{L^2}}$$

در این صورت ضریب اصلاح  $C_1$  همیشه 1.67 است.

علاوه بر آن در صورتی که در ابتدا خواهد بود.

برای برسی تدرجی درجهت سیرت تدریجی در توان صرف

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$$

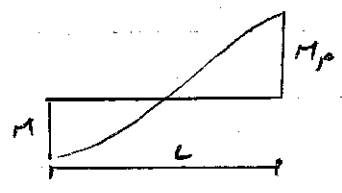
$$C_w = \frac{I_y h^2}{4} \quad \rightarrow M_{cr} = M_p = 2 F_y \quad \rightarrow L_{1/3} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{2 F_y} \left( \frac{h A}{2} \right)}$$

این رابطه برابرش فاکتور تیرشد است (در طول تیر مقدار تدرج حواره  $M_p$  است) برای حالتی خاص که مقدار تدرج در حدی مثل  $M_p$  باشد تغییر کند - رابطه زیر را در حواله از آن داد

$$L_{1/3} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_{st}}{2 F_y} (1.6) (3.3 + 2.2 \frac{M}{M_p})} \quad \sqrt{\frac{h A}{2}} \sim 1.6$$

آرپی  $E_{st}$  مقدار آن با قرار دهم - مقدار عددی رابطه فوق خواهد بود

$$L_{1/3} = \frac{2900}{\sqrt{F_y}} (1.0 + .67 \frac{M}{M_p})$$



برای اینکه تدرج سیرت در حدی باشد

رابطه فوق فواصل مناسب تیرها همای فاکتور را برای اینکه تدرج سیرت در حدی باشد  $M_p$  افزایش پیدا کند سیرت در حدی است - نسبت فیرب اطمینان در حواله رابطه فوق را بصورت زیر نوشت

$$L_{1/3} \leq \frac{2900}{\sqrt{F_y}}$$

در این رابطه  $\gamma_y = 0.22$  است دایم

$$L \leq \frac{630 b_f}{\sqrt{F_y}}$$

رابطه آیین ۴ - AISC

توجه: برای اینکه تدرج سیرت در حدی باشد  $M_p$  افزایش پیدا کند - هم امکان کاهش حالت سیرت را باید نامکن باشد - یعنی  $\frac{2900}{\sqrt{F_y}} \leq$  (رابطه بالا) امکان نامایی سیرت برای قطع ممکن نباشد (رابطه زیر):

I - در مورد تکامل آرپی کانس سیرت در حالت با سیرت پیوسته بالا داشتیم:

$$F_{cr} = \frac{3 E}{L_d} \quad \gamma_y = 0.22 \quad A_f = b_f t_f$$

$$\rightarrow F_{cr} = \frac{.66 E C_1}{L_d / A_f} \quad \text{ATISC} \quad F_{cr} = \frac{.66 E C_2}{L_d / A_f}$$

( $C_1 \times F_{cr}$ )

رابطه استحکام در برابر گمان غیر یقین افشان (1.67):

$$F_b = \frac{818000 C_b}{L_d/A_f} \leq .6 F_y$$

گمان غیر یقین

II - در تحلیل ارجحی گمان ارجحی و در حالت با منحنی و منحنی اندک دانسیتم:

$$F_{cr} = \frac{14E}{(L/r_y)^2} \quad r_y = 1.2 r_x$$

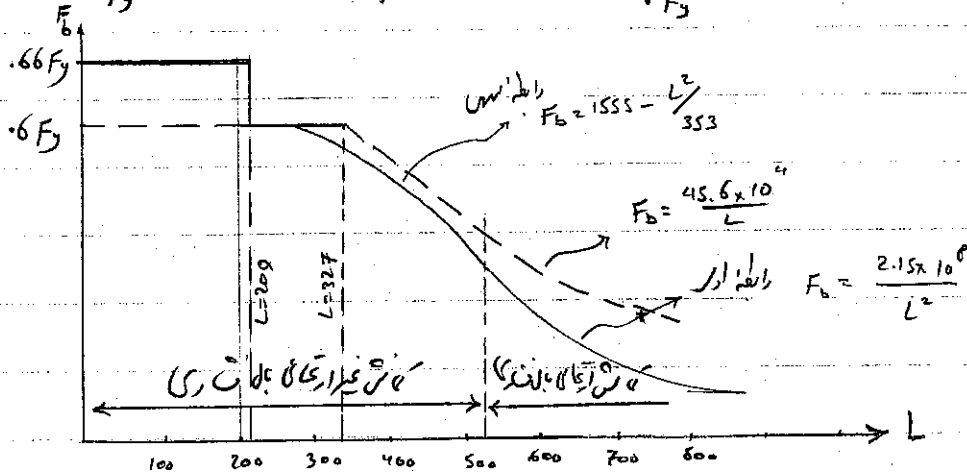
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \quad \text{AISC} \quad F_{cr} = \frac{\pi^2 E C_b}{(L/r_y)^2}$$

$$F_b = \frac{12.2 \times 10^6 C_b}{(L/r_y)^2} \leq .6 F_y$$

رابطه استحکام در برابر گمان یقین افشان (1.67):

مثال: تنش گمان در برابر این نوع IPE 33 تعیین کرده و تغییرات تنش داریم تا  $c_1 = c_2 = 1$   
 برای این تنش  $F_y = 66$  برود و  $M_p$  و  $M_r$  از آن  
 دانسته باشد، این فاصله مهار جانبی از دستاورز کمتر شود.

$$L/r_y \leq \frac{2900}{\sqrt{F_y}} (1.0 + 0.67 \frac{M_r}{M_p}) \rightarrow L \leq \frac{63064}{\sqrt{F_y}} = 209 \text{ cm}$$



$$F_{cr} = \frac{.66 E C_b}{L_d/A_f} \rightarrow L \leq \frac{.66 E}{F_y L_d/A_f} = 327 \text{ cm}$$

$$L < 209 \text{ cm}$$

برای آنکه تنش مجاز  $(0.6 F_y)$  باشد. عوامل مهار (از جمله از بزرگترین در دسترس) را بکار ببریم:

$$F_b = 0.6 F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r)^2}{109 \times 10^6 C_b} \right] F_y \rightarrow L \leq 2690 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} = 234 \text{ cm}$$

دستار دیگر 327 cm بود. داریم

$$L \leq 327 \text{ cm}$$

از تنش مجاز  $0.6 F_y$  کمتر است در کاش غیر ارتعاشی

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E C_b}{(L/r)^2}$$

$$L \leq r \sqrt{\frac{\pi^2 E C_b}{0.5 F_y}} = 5930 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}}$$

if

نوع:  $r$  چوک یا مربع به مساحت یک فشاری +  $r$  اجزای فشاری غیر است

$$F_b = \frac{81.8 \times 10^4 C_b}{L_d / A_f} = \frac{45.6 \times 10^4}{L}$$

دایره کشش کاش غیر ارتعاشی

### کنترل کاش غیر ارتعاشی

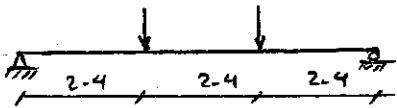
برای کنترل کاش در مواردی بر طبق ضوابط AISC تعیین رابطه:

$$F_b = \frac{818000 C_b}{L_d / A_f}$$

استفاده فرمول

برای اینکه بتوانیم درین ترتیب کنترل کاش غیر ارتعاشی برداشت حاکمان از دو رابطه زیر استفاده کرد.

شکل: مطلوب  $\Rightarrow$  تعیین تنش کاش غیر ارتعاشی 26 mm



$$F_{cr} = \frac{C_4 \sqrt{E I_y G J}}{S_x L} \quad C_4 = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2}$$

برای تبیین رابطه

$$F_b = \frac{818000 C_b}{L_d / A_f} = \frac{818000 \times 1}{\frac{240 \times 26}{9 \times 1.4}} = 1651 \text{ bar}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} = \sqrt{\frac{26.62}{2.4(333000)}} = \frac{1}{57} \text{ /cm} \quad C_c = 1$$

$$C_4 = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{240} \times 57\right)^2} = 3.92$$

$$F_{cr} = \frac{1 \times 3.92 \times 2.07 \times 10^6 \sqrt{\frac{317(26.62)}{2.6}}}{371 \times 240} = 5192 \text{ bar} > 0.5 F_y$$

$$kL/r_c = \pi \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{2.07 \times 10^6}{5192}} = 62.7$$

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} (kL/r_c)^2 \right] = 2333 \left[ 1 - \frac{2333}{4\pi^2 E} (62.7)^2 \right] = 2070 \text{ bar}$$

$$F_b = \frac{F_{cr}}{1.67} = \frac{2070}{1.67} = 1240 \text{ bar}$$

برای کنترل گمان بین 2 چون ایی نتیجه حواص بارهای خارج منجستند (و یا به دسترس) لذا AISC رابطه ای بین تکرده است. پیشنهاد می شود که از رابطه ای

$$F_{cr} = \frac{C_c C_4 \sqrt{E I_y G J}}{S_x L}$$

$$C_c = \pi \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\lambda L}\right)^2}$$

استفاده شود. یا این که با احتیاط درست است از روابط زیر متن مجاز شده شود.

$$F_b = F_y \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y}{109 \times 10^6 C_b} \left(\frac{L}{r_t}\right)^2 \right] \quad \text{رابطه غیر ایجابی}$$

AISC

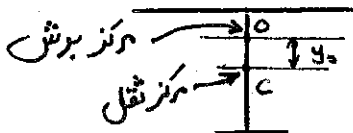
$$F_b = \frac{12.2 \times 10^6 C_b}{\left(\frac{L}{r_t}\right)^2}$$

رابطه ایجابی

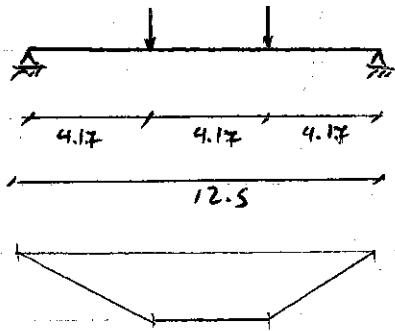
برای کنترل این فضای I شکل (مورد استفاده متداول در تیرهای 2 ال جزئیات) :  
 همان از روابط AISC و به همین ترتیب از روابط زیر استفاده کرد.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{S_x L^2} \left\{ y_0 + \sqrt{y_0^2 + \frac{C_w}{I_y} \left[ 1 + \left(\frac{\lambda L}{\pi}\right)^2 \right]} \right\}$$

ی. مامل نام مرکز برش در مرکز است

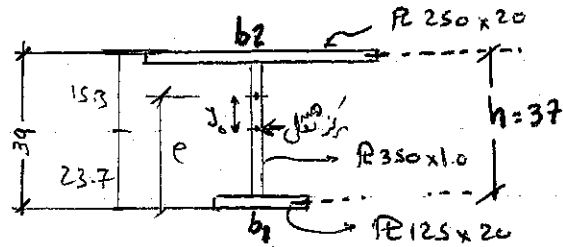


اساس سطح قوت نهی



$F_y = 3400 \text{ bar}$

ساز



(این نوع ست‌ها عمدتاً جهت تیرهای میان‌بر (توانایی استوارتر است)

$$e = \frac{hb_2^3}{b_1^3 + b_2^3} = \frac{(35+2)(25)^3}{25^3 + 12.5^3} = 32.9 \text{ cm}$$

$$y_6 = 32.9 + 1 - 23.7 = 10.2 \text{ cm}$$

الف - کنترل بر اساس ضوابط AISC :

$$r_T = \sqrt{\frac{2 \times 25^3 / 12}{2 \times 25 + \frac{(15.3-2)(1)}{3}}} = 6.92 \text{ cm}$$

$$2690 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} < L/r_T < 5930 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} \quad \dots \quad 2690 \sqrt{\frac{1}{3400}} = 46 \quad \dots \quad 5930 \sqrt{\frac{1}{3400}} = 103$$

$$46 < L/r_T = \frac{417}{6.92} = 60 < 103 \quad \rightarrow \quad L/r_T > 5930 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} \Rightarrow$$

$$F_b = \left[ 2/3 - \frac{F_y}{109 \times 10^6 C_b} \left( \frac{L}{r_T} \right)^2 \right] F_y \quad \rightarrow \quad F_b = 1884 \text{ bar}$$

$$\rightarrow F_b = 2040 \text{ bar}$$

$$F_b = \frac{818000 C_b}{L_d/A_f} = \frac{818000 \times 1}{\frac{417 \times 37}{25 \times 2}} = 2515 \text{ bar} > 0.6 F_y = 2040$$

ب - کنترل از رابطه دقیق :

$$I_x = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (12.5 \times 2^3 + 35 \times 1^3 + 25 \times 2^3) = 111.7 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{t_f h^2}{12} \left[ \frac{b_1^3 + b_2^3}{b_1^3 + b_2^3} \right] = \frac{2 \times 37^2}{12} \left[ \frac{12.5^3 + 25^3}{12.5^3 + 25^3} \right] = 396120 \text{ cm}^6$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{1}{96} \text{ cm} \quad \dots \quad I_x = 27320 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad r_c = \frac{I_x}{15.3} = 1786$$

$$I_y = \frac{2 \times 25^3}{12} + \frac{2 \times (12.5)^3}{12} = 2930 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 5.16 \text{ cm}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{S_c L^2} \left[ y_0 + \sqrt{y_0^2 + \frac{C_u}{I_y} \left[ 1 + \left( \frac{L}{\pi} \right)^2 \right]} \right] \rightarrow F_{cr} = 6275 \text{ bar} > 0.5 F_y$$

$$\frac{KL}{r_e} = \pi \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{2.07 \times 10^6}{6275}} = 57 \rightarrow F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left( \frac{KL}{r_e} \right)^2 \right]$$

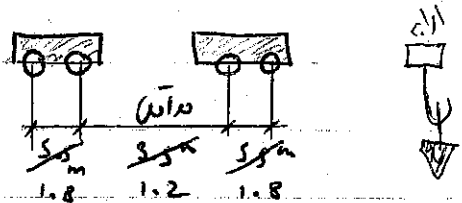
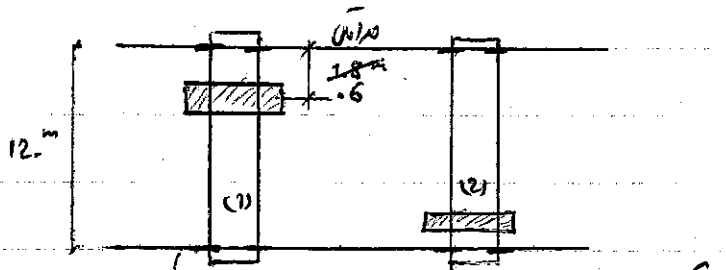
$$F_y = \frac{F_{cr}}{1.67} = \frac{3400}{1.67} \left[ 1 - \frac{3400}{4\pi^2 E} (57)^2 \right] = 1760 \text{ bar}$$

سله دو ترمیم به شکل زیر حال در انتهای در دردهات زیر طراح کنیم:

الف - تیرخ I شکل مناسب از نوع IPB یا IPE انتخاب کنیم.

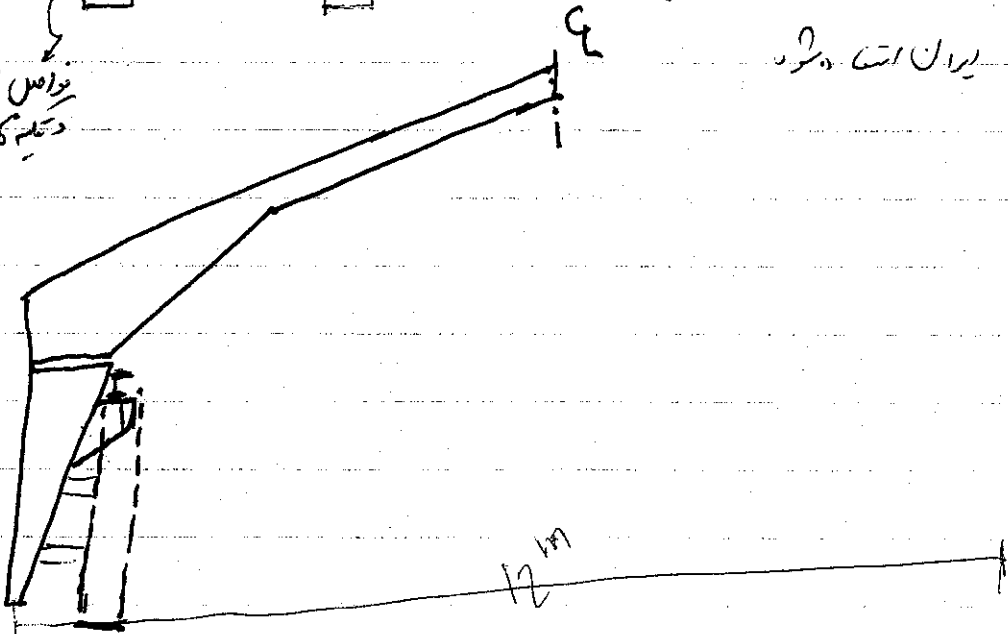
ب - سگین از نادرانی در IPE برای طول انتخاب کنیم

فرض شود م تیرخ هرتیک از جراث می 30t و فواصل در جراث می مطابق شکل  
 به رده هرتیک از جراث می که 68 ک و بصورت یکدانت به چهار مربع آن شکل در سگین  
 وزن ارا به بر جراث می که 36 ک و 15

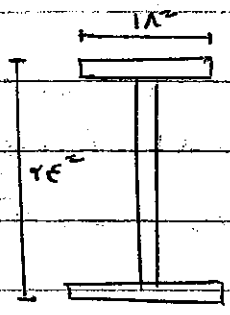


فواصل جراث می قبیل  
 دکمه کاهی 6.0m

از وای ابرال است در سگین







$$t_f = \frac{1}{4}$$

$$t_w = \frac{1}{8}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

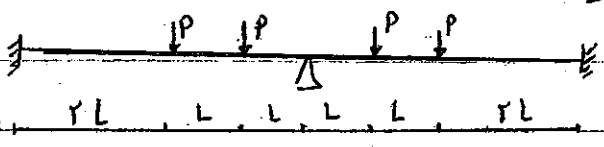
$$K_{Lx} = 12 \text{ ft} \quad K_{Ly} = 4 \text{ ft}$$

تقریب و مطالبات } ATSC

(تقریب دستی)

LRFD و ASD

تقریب و چگونگی استفاده از معادله برای تقریب دستی



$$L = 1.5 \text{ m}$$

مقاومت = ?

$$P_D = 100 \text{ kN}$$

بار مرده } 1, 2

$$P_L = 130 \text{ kN}$$

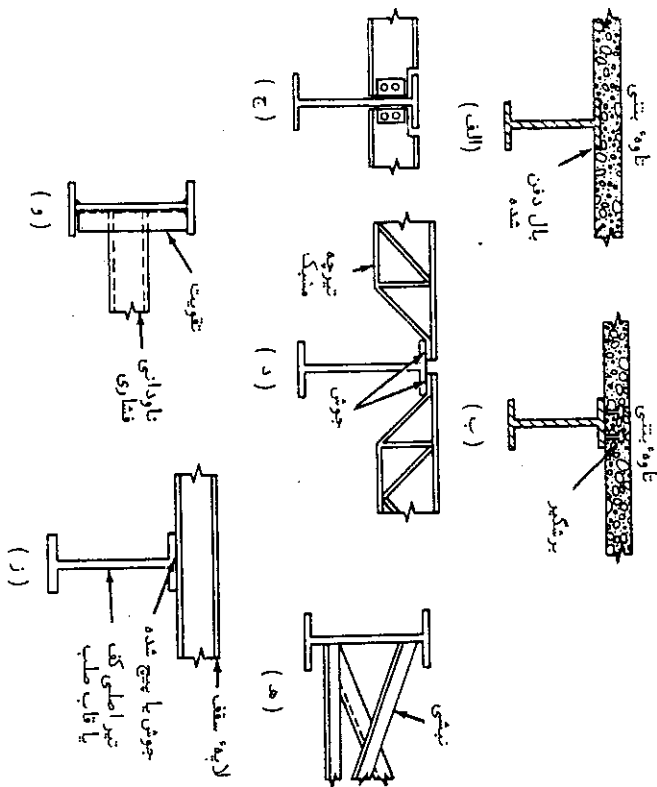
بار زنده } 1, 4

## فصل چهارم:

طراحی مهارهای جانبی

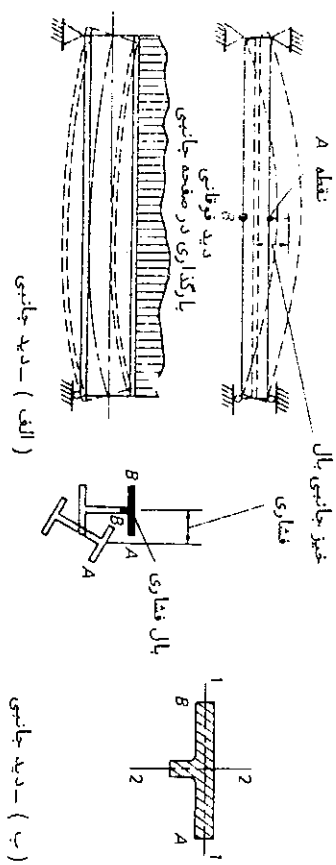
۱- مهار جانی، بال فشاری به کمک دفن بال فشاری در بتن کف ساختمان (شکل ۹-۲) الف و ب).

۲- مهار جانی، بال فشاری به کمک تیرهای فرمی عرضی، قابهای عرضی قطعات کششی و یا فشاری و سایر انواع دیگر مهاربندی جانی (شکل ۹-۲ جالی) در صورتی که جانی خود این مهاربندیها به یک سیستمی غیر ممکن شده باشد.



شکل (۹-۲) انواع تکیه‌گاه‌های جانی

نه تنها بایستی هر تیر را از نظر دارا بودن مهار جانی مناسب کنترل کنیم بلکه کل سازه نیز بایستی ازین نظر کنترل گردد. در شکل (۹-۳ الف) تیری را که در وسط خود دارای مهار جانی است مشاهده می‌کنیم ولی بدلیل آنکه کل سیستم (شکل ۹-۳ ب) دارای مهار چپ و راست لازم نمی‌باشد. امکان ناپایداری جانی برای کلیه تیرها وجود دارد.



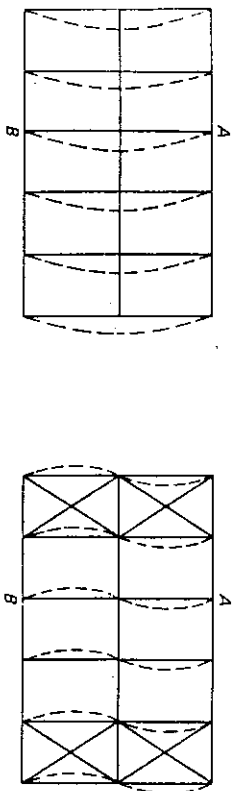
شکل (۹-۱) تیر با دو مقطع مهار شده در دو انتها

تعیین خواهد داشت که در جهت ضعیف خود با خمش حول محوری نظیر محور ۱-۱ از شکل (۹-۱ ب) گمانه کند ولی جان تیر مانند تکیه‌گاه ممتدی ازین نوع گمانش جلوگیری می‌کند. اگر شدت تنش فشاری بالا باشد بال مستطیلی شکل تیر اقدام به گمانش حاصل از خمش حول محور ۲-۲ از شکل (۹-۱ ب) خواهد نمود. یک چنین گمانش بال مستطیلی شکل فشاری که حول محور قوی آن انجام می‌گیرد عموماً "گمانش جانی نامیده می‌شود. از تشابهی که بین بال فشاری تیر و یک ستون وجود دارد به منظور توجیه رفتار کلی تیر در گمانش جانی استفاده می‌شود.

بمطور بررسی دقیق تر رفتار تیر در گمانش جانی، بایستی این نکته را یاد آور شد که جان تیر نه تنها بال فشاری تیر را در جهت ضعیف آن بلکه اتصال پیوسته آن به بال کمتری نگهداری می‌کند بلکه در راستای اتصال خود به بال فشاری از طریق لنگر و پرش در طول اتصال خود به بال استحکامی نیز ایجاد می‌کند و بدین ترتیب سختی جانی بال سبب می‌شود که کل مقطع تیر همزمان با شروع گمانش جانی در وضعیت پایداری تیر دخالت نکند.

۹-۲ = تکیه‌گاه جانی

بندرت تیری پیدا می‌شود که بال فشاری آن هیچگونه تکیه‌گاه جانی نداشته و بطور کامل آزاد باشد. حتی زمانی که اتصال مناسب فی مابین بال فشاری آن و کف ساختمان و یا سازه کف وجود ندارد حتماً "تیری اصلگکی فی مابین تیر و آنچه بار خود را به تیر منتقل می‌کند وجود دارد. دو دسته تکیه‌گاه جانی وجود دارد که عمل آنها را می‌توان در مهار بال فشاری مؤثر دانست.



شکل (۹-۳) کاهش جانبی یک کف با سازه کف

با تمام این مطلب طرحهایی جهت مهاربندی وجود دارد که جزء هیچکدام از دو حالت کاملاً مشخص فوق الذکر نمی باشند. حالتی که بسیار مشاهده می شود و شکلی نامشخص دارد حالتی است که تیری سنگین توسط عرشه ای ضعیف بکمک جوش نقطه ای مهار شده باشد. طبیعی است که این تیر بتوعی در کل طول خود دارای مهار می باشد، ولی در هر صورت سختی و مقاومت مهار جانبی می تواند مورد سوال قرار گیرد. سایر حالات سوال انگیز بشرح زیر است (الف) وقتی که مهارهای مناسب جانبی بجای اتصال به بال فشاری بال کششی و یا در حوالی بال کششی به تیر متصل می شوند (ب) وقتی که سازه کف از نوع جوشی و یا ورق های با ضخامت کم بوده و بکمک اتصالاتی ضعیف به تیرهای مورد محاسبه متصل شده باشند (ج) وقتی که قابهای صلب بکمک پوششهایی (از ورق) با ضخامت کم مهار شده باشند.

در هر صورت بهتر است از کاربرد **مهارهای جانبی مشکوک** خوداری کنیم. البته ممکن است در برخی از حالات این نوع مهارهای جانبی را بمانند تکیه گاه می ارتجاعی مورد بررسی قرار داده و مناسب بودن آنها را مورد دقت قرار داد. یک چنین تحلیلی در بند ۹-۱۰ این فصل شرح داده شده است.

دقت در طراحی سیستم مهاربندی و نوع مهاربندی جانبی را هرگز ناپستی فراموش کرد احتمالاً اغلب خرابی های سازه های فولادی معلول عدم مهاربندی مناسب در برابر برخی از کمناش های جانبی است. همچنین پلیستی بهمند سین اجرایی یا آاورشد که نوبت را در مراحل اجرایی سازه های فولادی رعایت کرده و زمانی که لازم است تا کلیه مهاربندی ها قبل از نصب تیری در جای خود قرار بگیرند به نصب تیر اقدام نکنند.

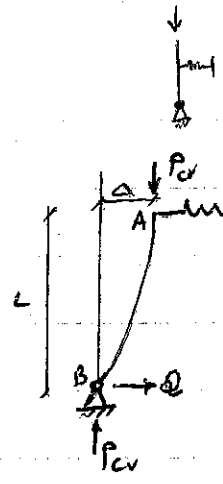
**دو طراحی لازم باید بر روی آنکه توجه نمود :**

- الف - انتخاب کافی ورق
- ب - جوش کافی ورق

طراحی مهارهای جانبی

- مهارهای جانبی به تقاطع ای گفته می شود که از مهارهای مستقیم از ستون در یک جهت جابجایی کند.

شیخی مهار جانبی: (بعبارت الطمان پذیری بار و تکیه در آن در آن جابجایی  $\Delta$  خواهد بود)



- فرض شود مهار در ستون AB تحت اثر بارهای  $P_{cr}$  و  $Q$  باشد

$$M_B = \Delta P_{cr} - QL = \Delta P_{cr} - (k\Delta)L$$

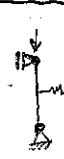
اگر نسبت مهار به میزان بار  $\Delta$  داشته باشیم:

$$(k\Delta)L > \Delta P_{cr}$$

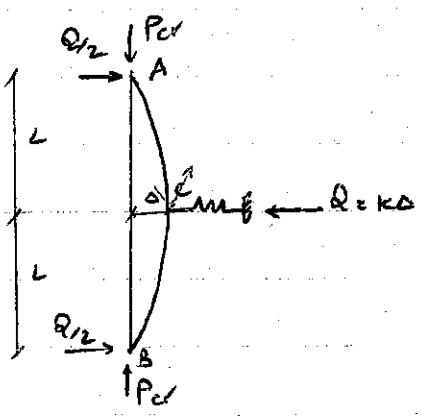
$$P_{cr/L} = k_{id} = k_0$$

$$k > P_{cr/L}$$

نسبت مهار به بار تمام برده از مهارهای مستقیم جدولی در زیر



ب- اگر مهارهای بصورت زیر وجود داشته باشد (درستکاری دو طبقه)



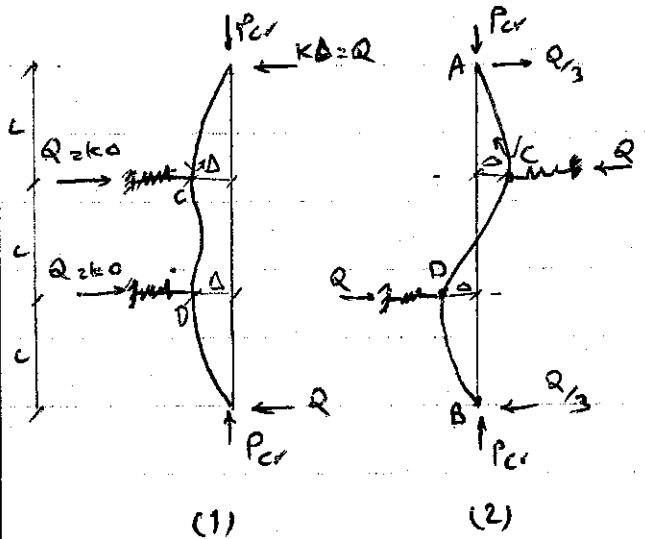
$$M_C = Q/2 L - \Delta P_{cr} = k\Delta/2 L - \Delta P_{cr}$$

اگر  $k > \frac{2P_{cr}}{L}$  باشد، مهارها آسان ساخته.

$$k_{id} = \frac{2P_{cr}}{L} \text{ (برای ستون دو طبقه)}$$



ج- اگر مهارهای بصورت زیر وجود داشته باشد (در مورد درستکاری ساختمان سه طبقه در یک جهت)



$$M_C = \Delta P_{cr} - QL = \Delta P_{cr} - k\Delta L$$

$$k > P_{cr/L}$$

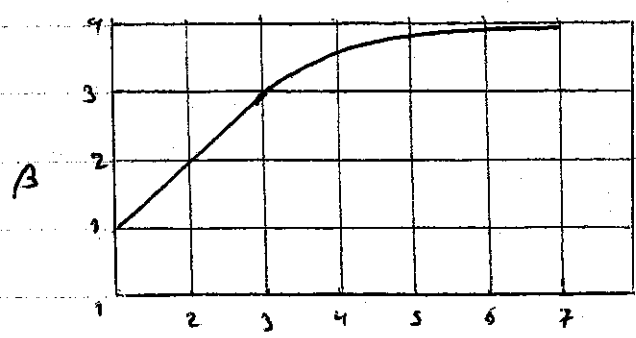
$$M_C = \Delta P_{cr} - Q/3 L = \Delta P_{cr} - k\Delta/3 L$$

حالت (2)

$$k > 3P_{cr/L}$$

میان برای در این مورد

$$k_{id} = 3 P_{cr} / L$$



رطوبت کل داریم

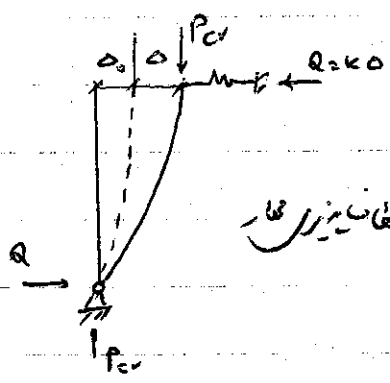
$$k_{id} = \frac{\beta P_{cr}}{L}$$

اثر اختیاء اولیه :

- قطعات فای یا تیر (پرز مستقیم هندس نیستند)

نما همواره این قطعات دارای انحنای اولیه در است

- اگر مطالعه قبل از آنکه ای اولیه ستون دنبال کنیم مقاومتی داریم



$e_0$  انحنای اولیه

$e_0$  بی جهت انحنای غیر صاف

$$(k+4)L = P(e_0 + e_0)$$

$$k_{eff} = \frac{P_{cr}}{L} (1 + \frac{e_0}{L}) = k_{id} (1 + \frac{e_0}{L})$$

رطوبت عملی بر طبق طاقست انجام شود

$$\frac{L}{1000} < e_0 < \frac{L}{500}$$

رطوبت  $e_0 = \frac{L}{500}$  (رفتنی شود)

(در صورت  $e_0$  انحنای اولیه (توغا وجود)  $k_{eff} = 2k_{id}$ )

- اگر  $e_0 = 0$  (رفتنی شود)

بر تفریق ضریب این  $F_s = 2$  داریم :

$$k_{eff} = 4k_{id}$$

در طاق عملی نه تنها سنس آنها باید به میزان مطلوب باشد

و استحکام آنها نیز باید کافی باشد. (تأثیر کند)

دوسرا طرحی محاسبه کنی -

۱- نتایج انتقال محاسبه و معین کرده و شماره  $P_{cr}$  را برای مقاطعات  $I_c$  (همه از سازه‌های نامی)

۲- مقدار ضریب  $\mu$  معین شود

۳-  $k_{id} = \frac{\beta P_{cr}}{L}$  معین شود

۴- سطح مقطع  $A_b$  را محاسبه کنی

$$k = \frac{E_b A_b}{L_b} \quad ; \quad k_{id} = \frac{\beta P_{cr}}{L} = \frac{\beta \pi^2 E_c I_c}{L^2} \quad ; \quad I_c = A_c r^2$$

توجه: در تیرها، ضریب نشان می‌دهد  
ملاک محاسبه خواهد بود.

$$k \gg 2k_{id} \rightarrow A_b \gg 2\beta \pi^2 \left(\frac{E_c}{E_b}\right) \left(\frac{L_b}{L_c}\right) \frac{A_c}{(L_c/r)^2}$$

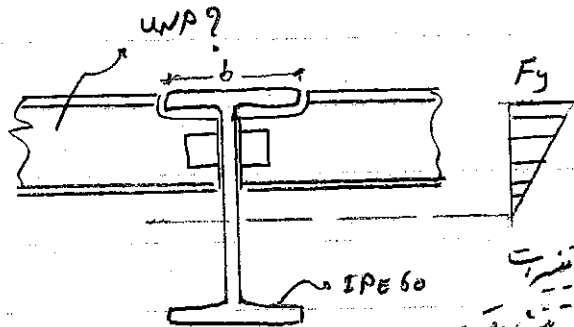
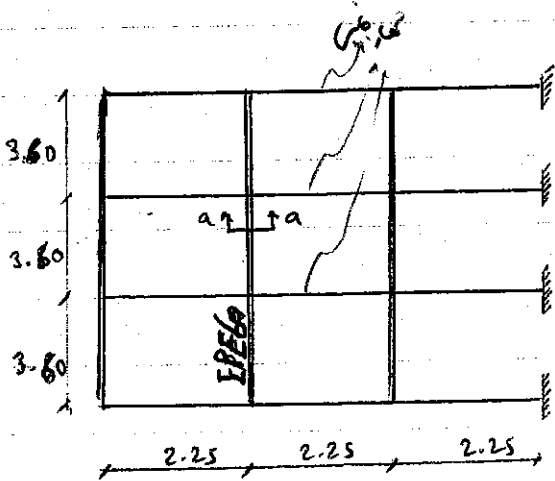
بررسی فاصله که تا معلوم شود که آیا محاسبه است آینه تا در یک تیردی دارد هست یا غیر

$$Q_u = k_{id} \Delta = k_{id} (1 + 50\%) \Delta = 2k_{id} \Delta = 2k_{id} \left(\frac{L}{500}\right) = k_{id} (0.004L)$$

$$= \beta P_{cr} (0.004L) = 0.004 \beta P_{cr}$$

آین نام ؟

سند: ضریب طرح محاسبه A در شکل زیر:



$\alpha = a$   
 $\beta = 3.0$  ;  $E = 2.07 \times 10^6$   
 IPE60 ( $b_f = 22$  ;  $t_f = 1.9$  ;  $A = 156$ )

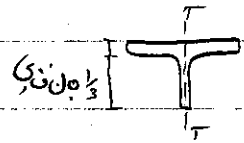
فشار  
تنش  
توان

$F_b = 0.6 F_y$  IPE60

$$P_y = F_y A_f + F_y \frac{A_{uwp}}{2} = 2333 (22 \times 1.9) + \frac{2333}{2} (60 - 1.9) (1.2) = 1368 \text{ kN} = 136.8 \text{ ton}$$

جان منشی

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{3}{2} \frac{F_y}{109 \times 10^6 C_b} \left( \frac{L}{r_T} \right)^2 \right] \quad r_T = 5.65 \text{ cm}$$



$$\frac{L}{r_T} = \frac{360}{5.65} = 64$$

$$F_{cr} = 2333 \left[ 1 - \frac{3}{2} \frac{2333}{109 \times 10^6 C_b} (64)^2 \right] = 2026 \text{ psi}$$

برای  $P_{cr} = 2026 A_{\frac{1}{2}} = 2026 (156 \frac{1}{2}) = 1580 \text{ kN} > P_u \rightarrow P_u = 1368 \text{ kN}$

برای  $A_b \gg 2A \pi^2 \left( \frac{E_c}{E_b} \right) \left( \frac{L_b}{L_c} \right) \frac{A_c}{(L_c/2)^2} \quad r = r_T, A_c = A_{\frac{1}{2}}$

$$A_b \gg 2 \times 3 \pi^2 (1) \times \left( \frac{225}{360} \right) \left( \frac{156 \frac{1}{2}}{(84)^2} \right) = .8 \text{ cm}^2$$

برای  $A_b$  بیشتر از انتخاب بر اساس ضوابط این نوعی بتواند مطابقت داشته باشد.

$$\lambda \leq 200$$

$$kL/r_{min} \leq 200 \rightarrow \frac{1 \times 225}{r_{min}} \leq 200 \rightarrow r_{min} \geq 1.12 \text{ cm} \sim \text{UN 8 (} \lambda = 1.33 \text{ و } A = 11 \text{)}$$

الف - برای  $k_{id}$  :  $k_{id} = \frac{\beta P_{cr}}{L} = \frac{3(136800)}{360} = 1140 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$

برای  $k = \frac{EA}{L_b} = \frac{11(2.07 \times 10^6)}{225} = 101200 \gg 2k_{id}$  ✓

ب - برای  $\lambda_{max}$  :

$$\lambda_{max} = \frac{L_b}{r_{min}} = \frac{225}{1.33} = 170 \quad F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L_b/r_T)^2} = \frac{\pi^2 (2.07 \times 10^6)}{170^2} = 714 \text{ psi}$$

برای  $Q_u = F_{cr} A_b = 714 (11) = 7854 \text{ daN}$

برای  $Q_u = .004 \beta P_{cr} = .004 (3) (136800) = 1642 \text{ daN} \leq Q_u$  ✓



فیزی مهندسی

طراحی از جانب در سطح خمیری :

- بهرگاه امکان تکمیل سطح خمیری در تیر وجود داشته باشد (در سطح فیزی سازه ای فولادی) دستورالعمل سطح مقطع در سطح آبی (از روابط فوق) استخراج است که در ادامه به توضیح (ی) زیر عمل نمود :

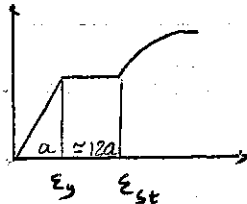
۱- سطح مقطع لازم جهت استحکام به قرار زیر است :

$$A_b \geq \left[ \frac{\alpha_{st} - 1}{\alpha_e - \sqrt{\alpha_e}} \right] \left[ \frac{2}{3} \right] \frac{A_c}{\left( \frac{L_{av}}{b} \right)} \quad , \quad L_{av} = \frac{2L_L L_R}{L_L + L_R}$$

$L_L, L_R$  - طول رویت مهار شده در طرف راست و چپ

b - عرض تیر در محل خم

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha_{st} &= \frac{E_{st}}{E_y} \\ \alpha_e &= \frac{E}{E_{st}} \end{aligned} \right.$$



تست در محل خم

۲- تنش محوری زمانی قابل قبول است که رابطه زیر برقرار باشد :

$$\frac{L_b}{L_{av}} \leq 0.57 \left( \frac{\alpha_{st} - 1}{\alpha_e - \sqrt{\alpha_e}} \right) \left( \frac{A_n}{A_b} \right) (L_{av})$$

$L_b$  : کوچکترین طول مهار شده در دو طرف مهار

شکل - جان شال مین (بر روی فیزی)

الف - کنترل سطح مقطع لازم :

$$A_b \geq \left( \frac{\alpha_{st} - 1}{\alpha_e - \sqrt{\alpha_e}} \right) \left( \frac{2}{3} \right) \frac{A_c}{\left( \frac{L_{av}}{b} \right)}$$

بار فولادین  $\alpha_{se} = \frac{E_{st}}{E_y} \approx 12$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{st}} = \frac{2.07 \times 10^6}{3.1 \times 10^4} \approx 67$$

که متداول است

$$\frac{\alpha_{se} - 1}{\alpha_e - \sqrt{\alpha_e}} = \frac{12 - 1}{67 - \sqrt{67}} = 0.19$$

$$A_b \geq 0.19 \times \frac{2}{3} \frac{156 \times 10^2}{\left( \frac{360}{22} \right)} = 63 \text{ cm}^2$$

strain hardening

ب- کنترل نتایج محوری :

$$\frac{L_b}{L_{av}} \leq 0.57 (1) \left( \frac{360}{22} \right) = 1.67 \quad \text{و} \quad L_b \leq 1.67 L_{av} = 1.67 \times 360 = 600 \text{ cm}$$

چون  $L_b$  در این حالت از  $L_{av}$  کمتر خواهد بود.

بررسی برف از انواع گوناگون (ی) سونن ستونها

- کلیه ستونها (انواع مختلف یا ترکیبی) از عناصر درج شکل گتین یافته اند. اگر این عناصر با کف یا کمان

کله ستون یا پیرامون ستون و برهائی خود را تحمل خواهد کرد. در غیر این صورت باید پیرامون این عناصر درج شکل امکان

بررسی کامل ستون را مستثنی نماید.

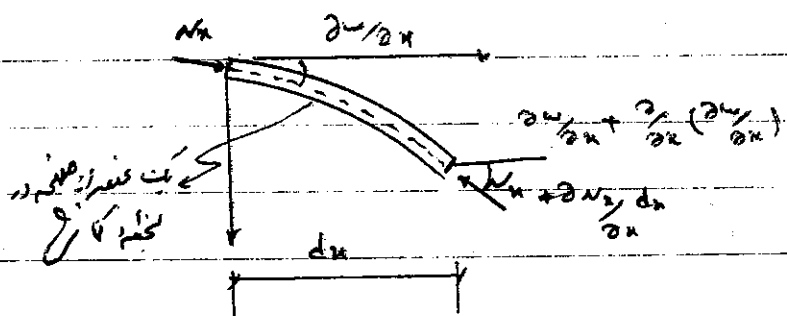
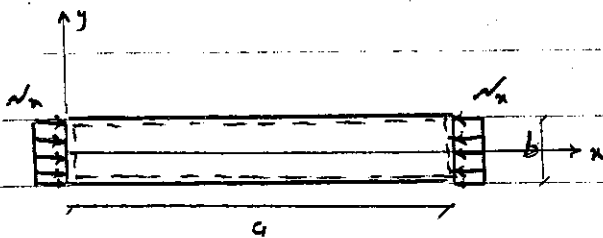
## فصل پنجم:

نگرشی اجمالی به کمانش صفحات

و

کمانش موضعی ستونها

تغییر اجزای بهانه‌های میانه



تغییر نیرو در راستای محور x

$$N_x dy \frac{\partial w}{\partial x} - (N_x + \frac{\partial N_x}{\partial x} dx) dy (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx) = q dy dx$$

q مؤلفه جابجایی نیروکشی که N\_x که سبب آن تغییر می‌کند

$$q = -N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\nabla^4 w = \frac{q}{D} = -\frac{N_x}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$w = X(x) Y(y) \quad X(x) = \sin \frac{m\pi x}{a}$$

$$\left(\frac{m\eta}{a}\right)^4 y - 2\left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 \frac{d^2 y}{dy^2} + \frac{d^4 y}{dy^4} = \frac{N_x}{D} \left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 y$$

$$\frac{d^4 y}{dy^4} - 2\left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 \frac{d^2 y}{dy^2} + \left[\left(\frac{m\eta}{a}\right)^4 - \frac{N_x}{D} \left(\frac{m\eta}{a}\right)^2\right] y = 0$$

$$y = C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 \sin \beta y + C_4 \cos \beta y$$

$$\alpha = \sqrt{\left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 + \sqrt{\frac{N_x}{D} \left(\frac{m\eta}{a}\right)^2}} \quad \beta = \sqrt{-\left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 + \sqrt{\frac{N_x}{D} \left(\frac{m\eta}{a}\right)^2}}$$

$$W = (C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 \sin \beta y + C_4 \cos \beta y) \sin \frac{m\eta y}{a}$$

$$y = \pm b/2 \quad \sim C_1 = C_3 = 0$$

$$\begin{cases} W=0 & (y = \pm b/2) \quad \sim [C_2 \cosh \alpha b/2 + C_4 \cos \beta b/2] \sin \frac{m\eta y}{a} = 0 \\ \partial^2 W = 0 & (\dots) \quad \sim [C_2 \alpha^2 \cosh \alpha b/2 - C_4 \beta^2 \cos \beta b/2] \sin \frac{m\eta y}{a} = 0 \end{cases} \quad (C_2, C_4 \neq 0)$$

برای اینکه  $C_2, C_4 \neq 0$  باشد در مینان ضرایب ضرایب برابر :

$$(\alpha^2 + \beta^2) \cosh(\alpha b/2) \cos(\beta b/2) = 0 \quad \alpha^2 + \beta^2 \neq 0 \quad \cosh \alpha b/2 > 1 \quad \sim \cos \beta b/2 = 0$$

$$\sim \beta b/2 = \underline{\underline{\pi/2}}, 3\pi/2, \dots$$

$$\sim \sqrt{-\left(\frac{m\eta}{a}\right)^2 + \sqrt{\frac{N_x}{D} \left(\frac{m\eta}{a}\right)^2}} = \pi/2 \quad \sim N_x = \frac{D\pi^2}{b^2} \left[ \frac{1}{m} \left(\frac{a}{b}\right) + m \left(\frac{b}{a}\right) \right]^2$$

$$K = \left[ \frac{1}{m} \left(\frac{a}{b}\right) + m \left(\frac{b}{a}\right) \right]^2 \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad \sim N_x = F_{cr} t$$

$$\sim F_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) (b/2)^2}$$

ضریب  $k$  تابعی از نوع بارها و (میلونانگ و لنگرد) شرایط تکیه گاهها (روی چهار لبه سازه) است و بستگی دارد

برای ورق‌های چهار لبه سازه و بارهای یکنواخت و لنگرد:

$$F_{cr} = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}$$

در حالت کلی که ورق (در صورت تکیه گاهها) تحت تنش باشد: (شکل ۲)

در مورد صفحات کمانش هم می‌توانیم تنش هم به  $F_y$  باشد و در صورتی که کمانش بیکیاره این است که  
بنابراین آنکه مقدار بار ورق کم یا زیاد است نسبت به تنش هم تفاوت خواهد بود (شکل ۳)

علاوه بر آن، بار ورق کم است، چون از آنکه تنش در ورق کمتر از تنش کمانش است و بیشتر از مقدار  $F_y$  بوده و لذا  
تنش کمانش  $F_y$  خواهد بود

برگه، بار در حد متوسط است و کمانش ورق نیز اتفاق می‌افتد و مقدار آن از تنش اتصال همسایه کمتر است

برگه، بار و علاقه معادله استخراج شده برای کمانش هم برلین تفاوت بعد از کمانش باید تصحیح شود (شکل ۴)

مقررات AISC تنش کمانش هم را الزامی زیر تنش کرده است:

$$F_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \geq F_y$$

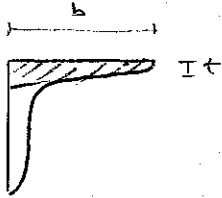
$$\nu = 0.3, E = 2207 \times 10^6 \rightarrow b/t \leq 1360 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

$$b/t \leq 1360 \cdot \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 1360 \cdot (0.7) \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 950 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

معمولاً برای برش امکان کمانش موضعی در تسمه‌های مختلف یک تسمه با یک مقدار  $k$  از روی شکل مشخص می‌شود (شکل ۲)

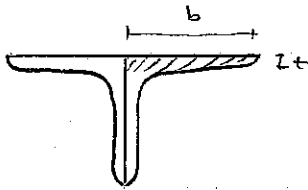
$$b/t \leq \frac{630}{\sqrt{F_y}}$$

کلاس عرض نبش (ای تک):



این نبش (ای تک):

$$k=0.425 \text{ (مثال ۱)} \sim 950 \sqrt{\frac{0.425}{F_y}} = \frac{620}{\sqrt{F_y}}$$

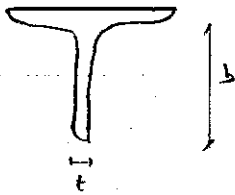


ب- نبش (ای تک) متصل به هم (ای تک) -

$$k=0.7 \text{ (مثال ۲ - پیوسته به هم)} \sim 950 \sqrt{\frac{0.7}{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{F_y}}$$

AISC  $\frac{790}{\sqrt{F_y}}$

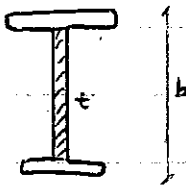
ج- ساق نبش (ای تک):



AISC  $b/t \leq \frac{1055}{\sqrt{F_y}}$

$$k=1.277 \sim \frac{1075}{\sqrt{F_y}}$$

ارزود قطعات تقویت کننده



$k=5$  (نیم برداری)

$$\sim \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

AISC  $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$

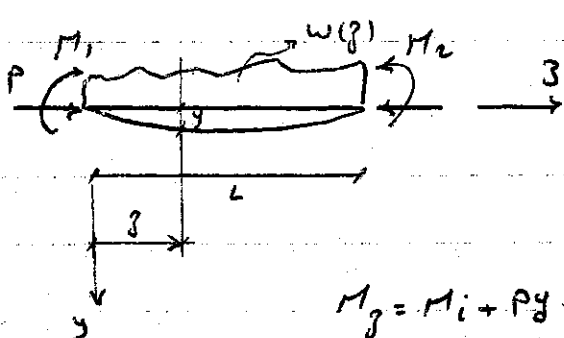
## فصل ششم:

ترکیب خمش و نیروی محوری



## ترکیب خمش و نیروی محوری

در این م ترمیم اولیه قطعات ساده (تحت تاثیر ترکیب از خمش و نیروی محوری) هستند  
 و اگر مقدار نیروی کشش را هر دو قابل توجه باشد، بر قطعه تیر متوان برینند. در این نوع تقاطع اولیه عوامل که سبب  
 ناپایداری تقاطع خمش در سطح می شود، توانایی تحمل کرده. در ناپایداری تقاطع می تواند. لذا امکان ناپایداری تقاطع  
 بین مستعد است. در هیچ نوع روش ساده، طراح بر این بررسی حالات تقاطع ناپایداری این تقاطع وجود ندارد  
 عمدتاً بر این اساس فرمولهای نیمه تجربی است.



استیج حالات دینامیک حکم برتر است:

$$M_2 = M_2(z)$$

$$M_2 = M_1 + Py = -EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad \sim \quad -M_2/EI = d^2 y/dz^2 \quad (1)$$

\$M\_1\$ تدریس اولیه (اصل اول) (نفاذ \$P\$)

$$\frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{P}{EI} y = -\frac{M_1}{EI} \Rightarrow$$

لا: خمیتر  
 \$M\_2\$ تدریس تقاطع

$$\Rightarrow \frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{P}{EI} \frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_1}{dz^2} \quad (2) \quad \frac{d^4 y}{dz^4} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_2}{dz^2} \quad (3)$$

\$EI\$ در تمام است

$$\Rightarrow -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_2}{dz^2} + \frac{P}{EI} \left(-\frac{M_2}{EI}\right) = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_1}{dz^2} \quad \text{with } k^2 = P/EI \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{d^2 M_2}{dz^2} + k^2 M_2 = \frac{d^2 M_1}{dz^2} \quad (4) \quad \sim \quad M_2 = A \sin kz + B \cos kz + f_1(z) \quad (5)$$

بلاک یکن مقدار \$M\_2\$

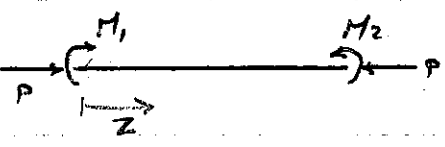
$$\frac{dM_2}{dz} = 0 \Rightarrow A k \cos kz - B k \sin kz + \frac{df_1(z)}{dz} = 0$$

از  $\frac{df_1(\xi)}{d\xi} = 0 \sim \tan k\xi = \frac{A}{B} ; k\xi = \frac{A}{\sqrt{A^2+B^2}} \Rightarrow \cos k\xi = \frac{B}{\sqrt{A^2+B^2}}$

$M_{j_{max}} = \frac{A^2}{\sqrt{A^2+B^2}} + \frac{B^2}{\sqrt{A^2+B^2}} + f_1 \Rightarrow M_{j_{max}} = \sqrt{A^2+B^2} + f_1 \quad (6)$

از  $\frac{df_1(\xi)}{d\xi} \neq 0 \Rightarrow$  به معادله  $\frac{dM_j}{d\xi} = 0$  حل شود و پس مقدار  $M_{j_{max}}$  تعیین شود

حالت اول - دو گزینت به دو سر تیر دارد مرده



$f_1(z) = 0$

$M_i = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} z \quad \frac{d^2 M_i}{dz^2} = 0 \xrightarrow{(4), (5)} M_j = A \sin k\xi + B \cos k\xi \quad (7)$

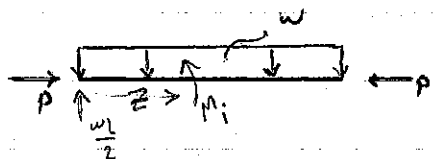
$M_{j_{max}} = \sqrt{A^2+B^2}$

شرایط مرزی تیر متصل به صورت زیر است:

$\begin{cases} \xi = 0 \sim M_j = M_1 \sim B = M_1 \\ \xi = l \quad M_j = M_2 \sim A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (7) \rightarrow M_z = \\ (6) \rightarrow M_{z_{max}} = \end{cases}$

$M_j = \left( \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right) \sin k\xi + M_1 \cos k\xi$   
 $M_{j_{max}} = M_2 \sqrt{\frac{1 - \frac{2M_1 \cos kL}{M_2} + (M_1/M_2)^2}{\sin^2 kL}} \quad (8)$

حالت دوم - تیر ساده با بار گسترده متفاوت



$M_i = \frac{w}{2} (l - \xi) \xi \quad \frac{d^2 M_i}{dz^2} = -w \neq 0$

$f_1(\xi) = c_1 + c_2 \xi \quad \frac{d^2 M_j}{dz^2} + k^2 M_j = \frac{d^2 M_i}{dz^2} \quad (9)$

$0 + k^2 (c_1 + c_2 \xi) = -w \Rightarrow c_2 = 0 \quad \text{و} \quad c_1 = -\frac{w}{k^2} \xrightarrow{(9)} f_1(\xi) = -\frac{w}{k^2} \quad (10)$

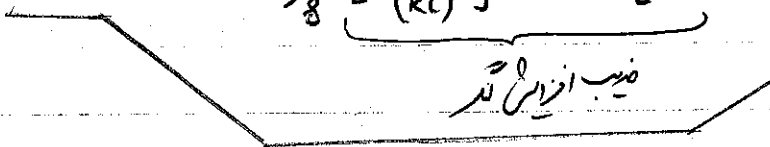
$$(10) \text{ at } (\omega) \rightarrow M_y = A \sin kx + B \cos kx - \frac{w}{k} x$$

شرایط نری برابری است:

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad M_y=0 \rightarrow 0 \rightarrow B = \frac{w}{k^2} \rightarrow B = \frac{w}{k^2} \\ x=L \quad M_y=0 \rightarrow A = \frac{w}{k^2} \left( \frac{1 - \cos kL}{\sin kL} \right) \end{array} \right\} ; (10) \xrightarrow{\text{at } (4)}$$

$$\Rightarrow M_{y \max} = \frac{w}{k^2} \sqrt{\left( \frac{1 - \cos kL}{\sin kL} \right)^2 + 1} - \frac{w}{k^2} L = \frac{w}{k^2} (\sec \frac{kL}{2} - 1)$$

$$= \frac{wL^2}{8} \left[ \frac{8}{(kL)^2} \right] (\sec \frac{kL}{2} - 1) \quad (11)$$

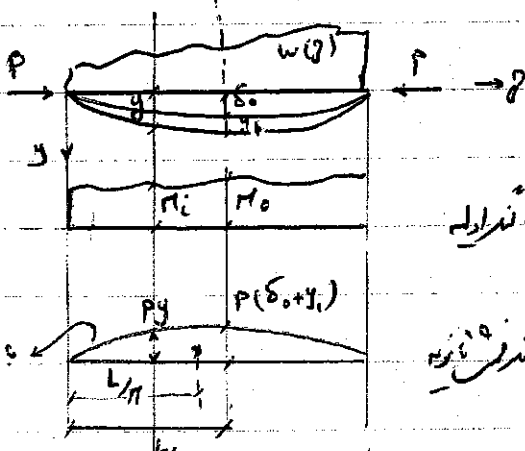


حالت خاص اول -  
درجات خاص در تندی (M1 = M2 = M0)



$$(11) \Rightarrow M_{y \max} = M_0 \sqrt{\frac{1 - 2 \frac{M_0}{M_0} \cos kL + \left( \frac{M_0}{M_0} \right)^2}{\sin^2 kL}} \quad (12) \rightarrow M_{y \max} = M_0 \sec \frac{kL}{2}$$

درجات کم یافته برای تعیین عرض افزایننده از روش تیر استاده را تغییر



$$M_{y \max} = M_0 + P y_{\max} \quad (13)$$

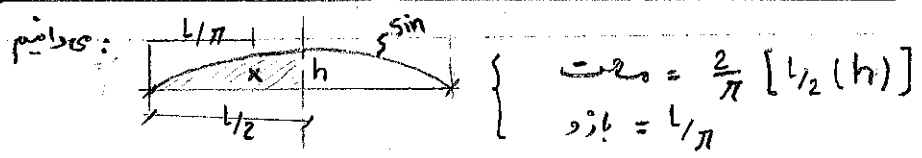
به فرض سینوس بودن تغییرات تندی  
حاصل از بار عمودی (تندی تیری)

به عرض افزایننده

تغییرات تندی

h: خیز حاصل از بار جانبی  
b: عرض تندی

(خیز را از تندی ایجاد می کنند که خود تندی از بار است)



$$y_1 = \frac{P}{EI} (y_1 + \delta_0) \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{x}{n}\right) \left(\frac{L}{n}\right)$$

بر اساس اصل تدریجی:

$$y_1 = (y_1 + \delta_0) \frac{PL^2}{\pi^2 EI} = (y_1 + \delta_0) \frac{P}{P_c} \quad \text{و} \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$y_1 = \delta_0 \frac{\frac{P}{P_c}}{1 - \frac{P}{P_c}} = \delta_0 \left( \frac{\alpha}{1 - \alpha} \right) \quad \text{و} \quad \alpha = \frac{P}{P_c}$$

$$(13) \quad \downarrow M_{j_{max}} = M_0 + P y_{j_{max}} = M_0 A_m = M_0 \frac{C_m}{1 - \alpha} \quad \text{و} \quad P = \alpha \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$y_{j_{max}} = \delta_0 + y_1 = \delta_0 + \delta_0 \left( \frac{\alpha}{1 - \alpha} \right) = \frac{\delta_0}{1 - \alpha} \quad \rightarrow \quad M_{3_{max}} = M_0 \left( 1 + \frac{P}{M_0} \frac{\delta_0}{1 - \alpha} \right)$$

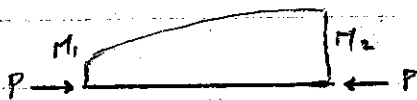
$$= \frac{M_0}{1 - \alpha} \left( 1 - \alpha + \frac{P \delta_0}{M_0} \right)$$

$$\rightarrow C_m = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1 \right) \alpha = 1 + \alpha \left( \frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1 \right) \quad (14)$$

این رابطه برای تیرتوخی‌های هم‌رود و در صورت است با تیرتوخی‌های خارج مادت است

تعیین ضریب افزایش تدر برای تیرتوخی با دو تدر مختلف

برای این منظور یک ضریب تیرتوخی را به تیرتوخی‌های با دو تدر مختلف در دو سر تبدیل می‌کنند.



$$M_{j_{max}} = M_E \sqrt{\frac{1 - 2(1 - \cos \kappa L) + 1}{\kappa^2 L}} = M_E \sqrt{\frac{2(1 - \cos \kappa L)}{\kappa^2 L}}$$

$$\rightarrow M_{j_{max}} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2) \cos \kappa L + 1}{\kappa^2 L}} \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_E = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2) \cos \kappa L + 1}{2(1 - \cos \kappa L)}} \quad (15)$$

$$C_{11} \rightarrow M_{j_{max}} = M_E + P y_{max} = M_2 A_m = M_E + \frac{\alpha \pi^2 EI}{L^2} \left( \frac{\delta_0}{1-\alpha} \right) ; \delta_0 = \frac{M_E L^2}{8EI}$$

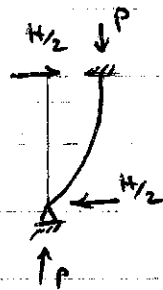
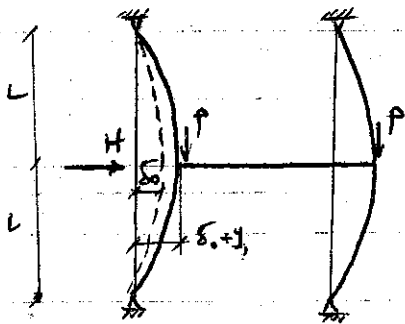
$$\rightarrow M_{j_{max}} = M_E + \frac{\alpha \pi^2 EI}{L^2} \left( \frac{M_E L^2}{8EI(1-\alpha)} \right) \approx M_E \frac{1}{1-\alpha}$$

$$\rightarrow M_{j_{max}} = M_E \frac{1}{1-\alpha} \quad (1) \quad , \quad M_{j_{max}} = M_2 A_m = M_2 \frac{C_m}{1-\alpha} \quad (2)$$

$$(1) = (2) \rightarrow C_m = \frac{M_E}{M_2} \xrightarrow{(10)} C_m = \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2)C_1 kL + 1}{2(1-C_1 kL)}}$$

آر بازاو تیرات  $\alpha = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{\pi^2 EI/L^2}$  تیرات  $C_m$  رسم لوان (شکل 5)

رسم تیراتهای مربوطه تابعی از مکان جایی می باشد :



$$\rightarrow C_m = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI \delta_0}{(2L)^2 M_0} - 1 \right) \alpha$$

$$\delta_0 = \frac{H/2 L^3}{3EI} \quad , \quad M_0 = \frac{HL}{2}$$

خیزه قابل      تیرتقابل

تیرتقابل مکان جایی

$$C_m = 1 + \left[ \frac{\pi^2 EI}{4L^2} \left( \frac{HL^3}{6EI} \right) \frac{2}{HL} - 1 \right] \alpha = 1 + \left( \frac{\pi^2}{12} - 1 \right) \alpha = 1 - 0.18\alpha$$

رسمات آیین نامه AISC  $C_m = 1 - 0.18\alpha$  رسم لوان رضائین نامه 0.85

$$\text{if } \alpha = 0.83 \rightarrow 1 - 0.18\alpha = 0.85$$

استحکام نخای تیرتوتی

۱- آرایشگاه کمانج تیرتوتی ممکن نباشد.  $\lambda_{cr} = 0$

تیرتوتی  $\frac{P}{P_0}$  رابست به  $M_p$  رسم کنیم (شکل 6) معادله  $\frac{P}{P_0} + \frac{M}{1.18 M_p} = 1$  رابست تیرتوتی

۲- افزایش بار در منحنی فش ممکن باشد.

بازاء تیرتوتی  $\frac{P}{P_0}$  رابست به  $M_p$  رسم کرد و توان دیدیم برصحنه ای رسم کرد تغییر معادله زیر کمانج است (شکل 7)

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_E}{M_p(1 - P/P_{pe})} = 1.0$$

در این معادله  $M_E = C_m M_i$   $M_i$  گشتاور اولی

۳- آرایشگاه رابست  $\frac{P}{P_0}$  تیرتوتی ممکن نباشد.

در این حالت نیز ثابت کرده اند که در حال با اکثر فقط از رابطه قبل برای این است نیز استفاده کرد با این افکند که چون در این حالت علاوه گشتاور نخای کمتر از  $M_p$  است لذا از رابطه فوق بصورت زیر تعمیم می دهیم

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_i C_m}{M_n(1 - P/P_{pe})} = 1.0 \quad P_{cr} = A_g F_{cr}$$

$M_n$ : گشتاور نخای تیر،  $C_m$ : تعمیم گشتاور تیرتوتی محوری نباشد.

آرایشگاه  $\frac{P}{P_0}$  کم باشد در همانند مقدار  $M_p$  افزایش پیدا کند.

استخراج روابط آیین نامه -

$$\frac{P_u}{P_{cr}} + \frac{M_u C_m}{M_n} \times \frac{C_m}{(1 - P_u/P_{pe})} = 1$$

$P_u$  تیرتوتی محوری  
 $M_u$  گشتاور اولی  
 رابست به زمانی است که  
 فایبر مقطع تحت بار واقع باشد.

$$\frac{P_u}{A_g F_s} + \frac{M_u}{S F_s} \times \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u/A_g F_s}{\frac{P_e}{A_g F_s}}\right)} = 1.0$$

$$\frac{P}{A_g} + \frac{M_c}{S} \times \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P/A_g}{\frac{P_e}{A_g F_s}}\right)} = 1.0$$

(رابطه مومنت)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \times \frac{C_m}{\left(1 - \frac{f_a/F_a}{F_c}\right)} = 1 \quad \text{و} \quad F_c = 12 \frac{\pi^2 E I}{23 A^2}$$

$$\frac{P_u/P_y}{A_g F_s} + \frac{M_u}{1.18 M_p} = 1 \quad \rightsquigarrow \quad \frac{P_u/A_g F_s}{P_y/A_g F_s} + \frac{M_u/S F_s}{1.18 M_p/S F_s} = 1$$

$$\rightsquigarrow \frac{P/A_g}{P_y/A_g F_s} + \frac{M_u/S F_s}{1.18 M_p/S F_s} \rightsquigarrow \frac{f_a}{.6 F_y} + \frac{f_b}{1.18 M_p/S F_s} = 1$$

مقررات AISC برای 1.18 مقدار داده دریا  
 75 Fy با آن دره مقدار Fb قرار داده است.  
 66 Fy در برابر فشرده شدن 4-4

(رابطه مومنت)

$$\frac{f_a}{.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

درس طراحی تیر ستونها -

- برای اینده توان رابطه آیین نامه را ساده تر عمل کرده و بصورت زیر عمل می کنند:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \frac{C_m}{(1 - \frac{f_a}{F_e})} = \frac{P}{AF_a} + \frac{M}{SF_b} \left( \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_e}} \right) = 1$$

$$P + M \left( \frac{A}{S} \right) \left( \frac{F_a}{F_b} \right) \left( \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_e}} \right) = F_a A = P_{EQ}$$

$$\frac{1}{1 - \frac{f_a}{F_e}} = \frac{F_e}{F_e - f_a} \quad , \quad F_e = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$\frac{F_e}{F_e - f_a} = \frac{106 \times 10^5 \gamma^2}{(KL)^2 \left( \frac{106 \times 10^5 \gamma^2}{(KL)^2} - \frac{P}{A} \right)} \sim \frac{106 \times 10^5 \gamma^2 A}{106 \times 10^5 \gamma^2 A - P(KL)^2} = \frac{a}{a - P(KL)^2}$$

$$P_{EQ} = P + MB \left( \frac{F_a}{F_b} \right) \frac{C_m a}{a - P(KL)^2} \quad \text{رابطه یادگاری} \quad , \quad a = 106 \times 10^5 A \gamma^2 \quad , \quad B = \frac{A}{S}$$

از طریق جدول ۴.۱.۱ رابطه جدیدی شدن بصورت زیر در می آید:

$$P_{EQ} = P + MB \frac{0.6 F_y}{F_b} \quad \text{رابطه یادگاری}$$

روش تعیین ضرایب  $B$  (برای تیر ستونهای IPE و IPB)  $\frac{0.6 F_y}{F_b} = 1$

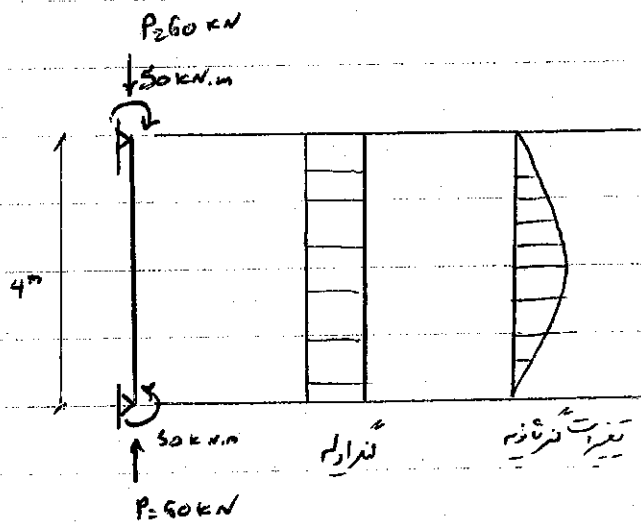
$B = 0.1$  جهت x

$B = 0.3$  جهت y

توجه



مثال - مطلوب است یقین سبب ترین یزنی IPE که قادر است نیروی قائم 60 kN همراهِ گزشت  
 برابر 50 kN.m در تیر ستون شکل زیر تحمل کند. این تیر ستون عده‌ی ازین تیر ستون‌ها می‌باشد و  
 تنگی در میانها دارای تکیه 60 سانتی‌متر است.  
 ارتفاع آزاد تیر ستون 4 متر می‌باشد.



$$P_{EQ} = P + MB \frac{.6 F_y}{F_b} = 60 + (50 \times 100) (.1) (1) \rightarrow P_{EQ} = 560 \text{ kN}$$

$$A \rightarrow \frac{P_{EQ}}{F_a} = \frac{560 \times 100}{1000} = 56 \rightarrow \text{IPE 33} \quad F_a = 1000 \text{ bar} \quad \text{تنگی جازبی}$$

$$\frac{P_a}{F_a} + \frac{P_b}{F_b} \left( \frac{C_m}{1 - P_a/P_c} \right) < 1$$

$$P_a = \frac{6000}{62.6} = 95.8 \text{ bar}$$

$$KL/r_1 = \frac{1 \times 400}{13.7} = 29.2$$

$$KL/r_2 = \frac{1 \times 400}{3.55} = 112.7 \rightarrow F_a = 783 \text{ bar}$$

$$P_b = \frac{5 \times 10^5}{713} = 701 \text{ bar}$$

$$F_b = \frac{818000}{\frac{Ld}{A_f C_b}} = \frac{818000}{\frac{400 \times 33}{16 \times 1.15 \times 1}} = 1140 \text{ bar} < 0.6 F_y$$

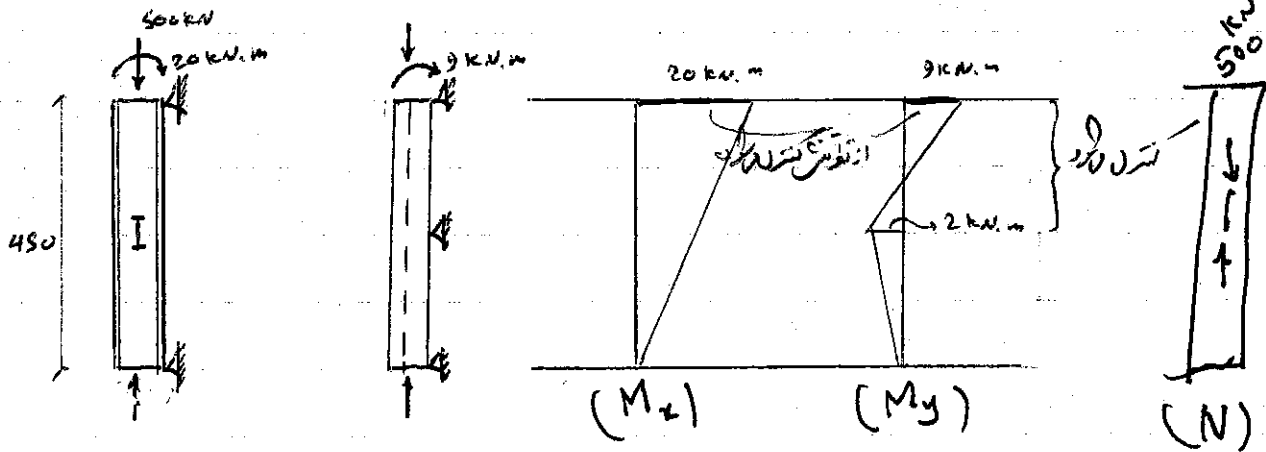
$$\frac{M_1}{M_2} < 0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 \sim 0.4$$

$$F_e = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 12500 \text{ bar} \quad , \quad \frac{95.8}{783} + \frac{701}{1140} \left( \frac{1}{1 - \frac{95.8}{12500}} \right) = 0.742 < 1.0$$

در صورتیکه نیاز به تریب فایبردار IPB30 کنترل فواید.

مثال - سلبیت طرح بیضی الیغ IPB براساس تیرتونی تحت ضرع دایره ای نیرو:



$$P_{EQ} = P + M_x B_x + M_y B_y = 500 + 2000(0.1) + 900(-0.3) = 970 \text{ kN}$$

$$F_a = 1000 \text{ (تیر استاندارد)}$$

$$A \geq \frac{P_{EQ}}{F_a} = 970 \text{ cm}^2 \sim \text{IPB 22}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{50000}{91} \rightarrow f_a = 549.5 \text{ bar}$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 450}{9.43} = 47.7$$

$$\rightarrow F_a = 1217 \text{ bar}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{0.5 \times 450}{5.59} = 40.3$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{549.5}{1217} = 0.452 > 0.15$$

$$F_{ex} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = 4685$$

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6$$

$$F_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 6563$$

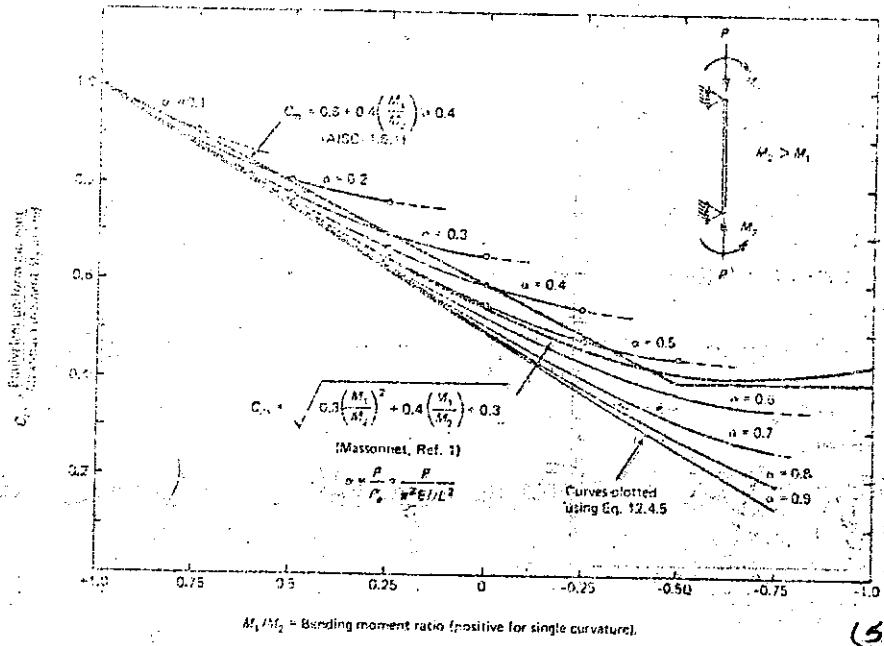
$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \frac{2}{9} = 0.51$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{bx} &= \frac{200000}{736} = 277 \\ f_{by} &= \frac{90000}{258} = 349 \end{aligned} \right.$$

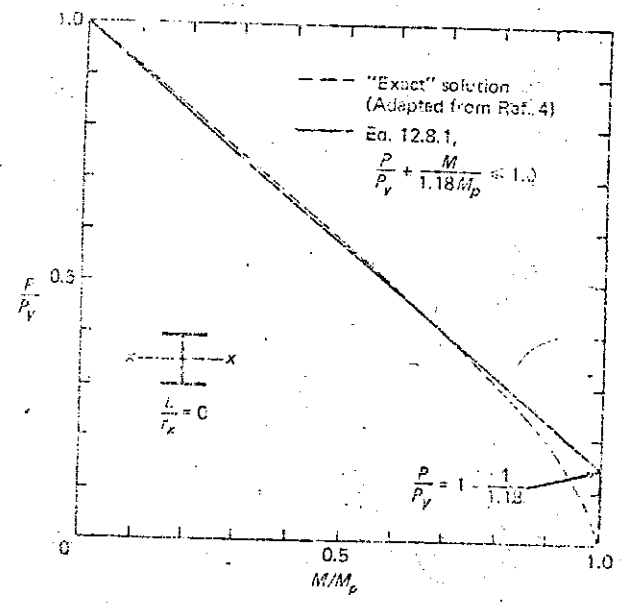
$$\left\{ \begin{aligned} F_{bx} &= 1540 \text{ bar} \\ F_{by} &= 0.75 F_y = 1750 \text{ bar} \end{aligned} \right.$$

$$\frac{630 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{630 \times 22}{\sqrt{2333}} = 287 > \frac{450}{2} \rightarrow F_{bx} = 1540 \text{ bar}$$

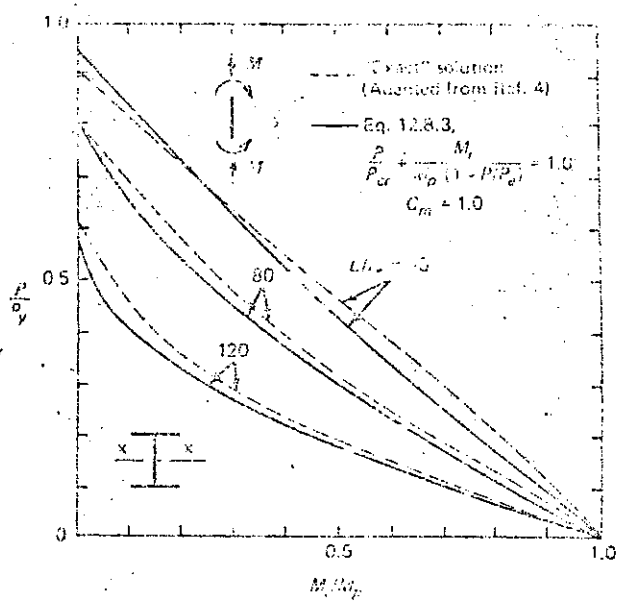
$$\frac{f_{ax}}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \left( \frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_{ax}}{F_c}} \right) + \frac{f_{by}}{F_{by}} \left( \frac{C_{my}}{1 - \frac{f_{ax}}{F_c}} \right) = 0.686 \leq 1 \rightarrow \text{جابجاء IPB20}$$



(5  $\checkmark^e$ )



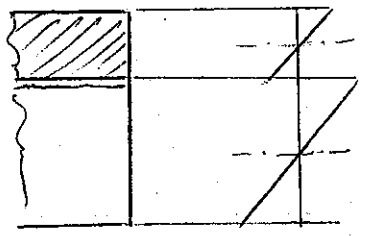
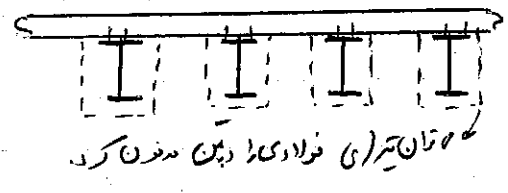
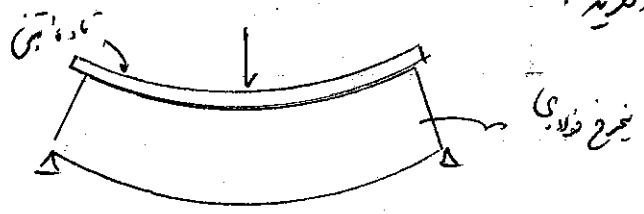
(6  $\checkmark^e$ )



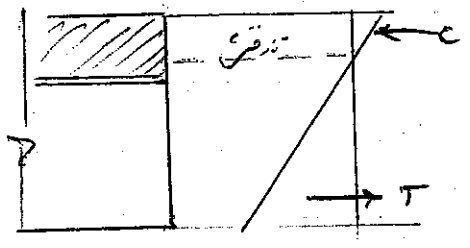
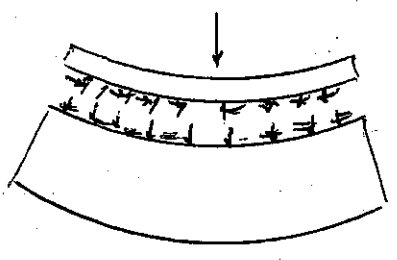
(7  $\checkmark^e$ )

تیرهای مجلط (Composite beams)

- در ابتدا از پیرسای فولاد جهت آماده ای بتن استفاده در شود البته به عملکرد تمام بتن و فولاد توجه نموده، زیرا اقتصاد را دارد که چسبندگی آن دو ضیقان کامل توجه نماید.  
 به سیرفت صفت جوتهای و استفاده از زالیه، ای بریس عملکرد تمام بتن و فولاد شکل دیگری بخورد و نسبت آنرا از اصطکات بین تیر فولادی و بتن صرف نظر کرد نیزخ فولادی آماده بهریت مستقل فشر پیدا کرده و بمنح از بدرا را عمل خواهد کرد در شکل تماس با غیر تیر رویم خواهد شد.

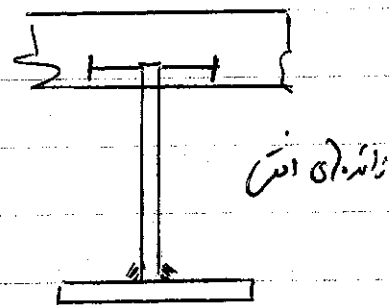
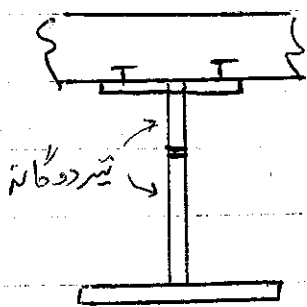
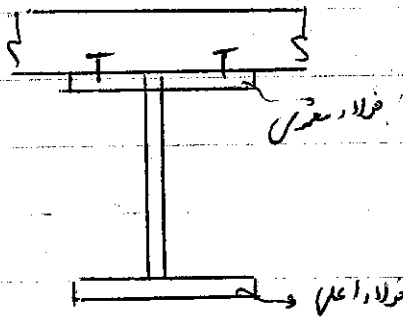
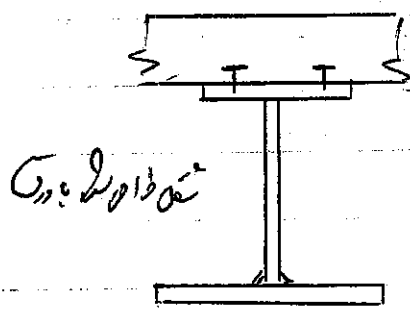
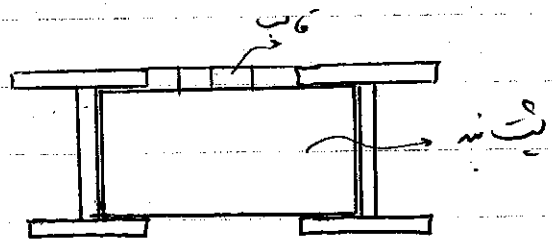
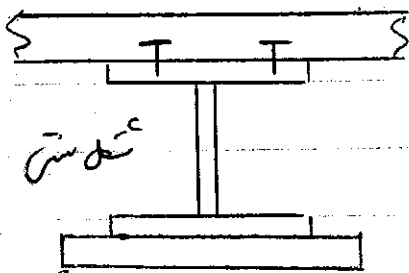


- اگر به کمک زالیه، ای بریس بتوان عملکرد تلفظ تیر آماده را تا این مورد در اینصورت تیر لژیسی انجام پذیرد و عوارض تنش در کنج پیرسای خواهد داشت، در اینصورت تیرهای افقی (برس) در سطح تخته‌ها آماده در سطح توانای تیر سب عملکرد تمام تیر آماده خواهد شد.



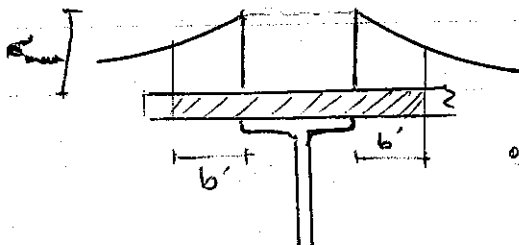
عکس در فلک تیر داده سبب بالارفتن ظرفیت باربری تقعه شده ، از آن جهت که هم لولای برودنی با فلان تکلیف پیدا کنند . در ساختنهای متعین عرض سبب تکلیف با فلان لولای فیزیکی نیز در برابر بارهای طرد که هم لولای

اشکال متداول تیرهای فلک به شرح زیر است :



عرض مورد :

بیشتر است  $M$  عرض از تکرار سبب فلان ، فلش های تیر فلک کل لولای تکلیف این است  $M$  بر طبق شکل زیر طوری عمل کنیم که  $b_{max} \geq 2b$  برابر ، سطح زیر بخش تغییر است شروع از رتاده 2 .



تغییر بخش عرض در تکرار

مقدار  $b_E$  بستن به طول دانه و نوع بارداره دارد بصورت تودری بنام زیرجواب است

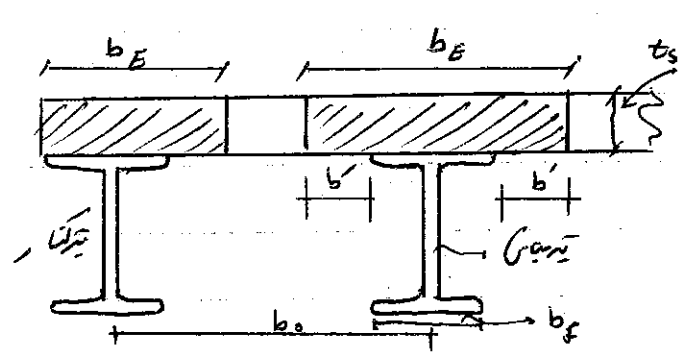
$$b_E = b_f + 2 \frac{L}{\pi(3+2\sqrt{1-\nu^2})}$$

$L$ : طول دانه  $\nu = 0.2$  (بتن)

$\nu = 0.2 \rightarrow b_E = b_f + 0.196L$

این نام AISC از مواظ ACS مورد طاقا تیرای T شکل بتن استاده کرده در دایله زیر را ارائه کرده:

- $b_E \leq L/4$
- $b_E \leq b_1$
- $b_E \leq b_f + 16t_s$



- برای ایند صفحات متفع مکتلا را می بینیم بتن تاره را به سافل فولاد خود تبدیل کنیم در این حالت از نسبت انجامی  $n$  استفاده خواهیم کرد:

$n = E_s / E_c$   $E_s = 2.07 \times 10^6 \text{ bar}$  ضریب ریجی فولاد

$E_c = w^{1.5} (0.135) \sqrt{f'_c}$

$w$  (kg/m<sup>3</sup>): وزن مخصوص بتن  
 $f'_c$  (bar): استقامت بتن

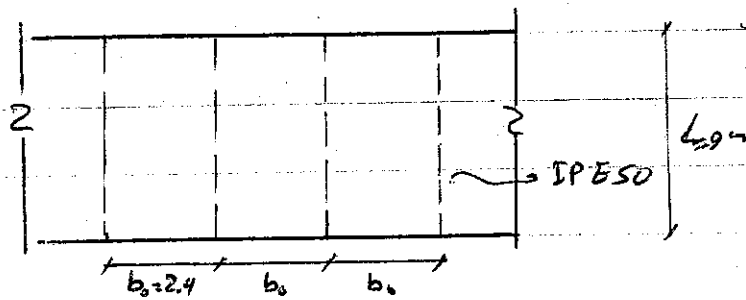
$w = 2300 \text{ kg/m}^3 \rightarrow E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$

بر طبق توصیه این نام  $n$  را بصورت صغیح بکار خواهیم برد

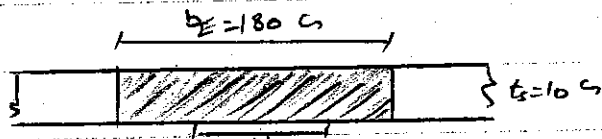
- از نظر اجزای عمل است  $M$  از تیر فولادی بعنوان گلبه، قالب بندی استفاده شود. در این حالت تیر فولادی وزن بتن تر، وزن قالب بندی و وزن خود را تحمل خواهد کرد. پس از گیرش بتن تیر مکتلا وزن بار مرده و وزن بار زنده را تحمل خواهد کرد.

- اگر صحت اجزا از سغ بندی زیر تیر فولادی استفاده شود. پس از رفتن بتن سغ بندی حذف شود. تیر مکتلا وزن تر، بار مرده و وزن بار زنده را تحمل خواهد کرد.

مثال: شیب مقطع غیر قتلط مطابق منوالج  
 AISC را جایزه کنید



$f_c = 210$  MPa استاندارد است

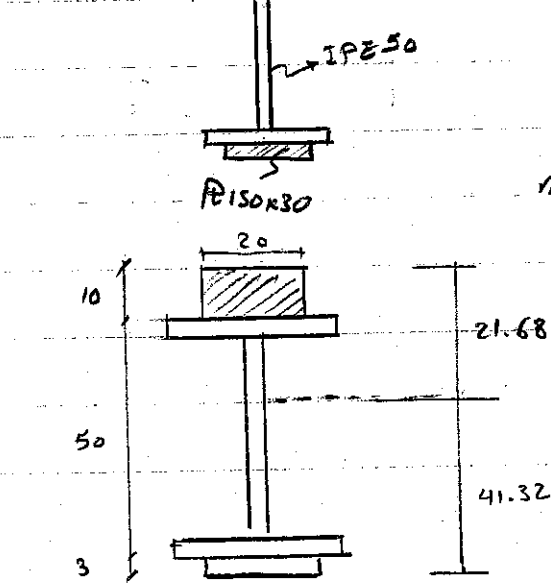


$$b_E \leq L/4 = 900/4 = 225$$

$$b_E \leq b_0 = 240$$

$$b_E \leq b_f + 16 t_f = 20 + 16(10) = 180$$

$b_E = 180$  cm



$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.07 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} \approx 9.45 \rightarrow 9$$

$$y_{s+} = \frac{I}{y_t} = \frac{197453}{21.68} = 9108 \text{ cm}^3$$

مکان مقطع

$$y_{s-} = \frac{I}{y_b} = \frac{197453}{41.32} = 4779 \text{ cm}^3$$

(مقطع مرکب)

تشریح کاربردی: (با جدول شیب بندی)

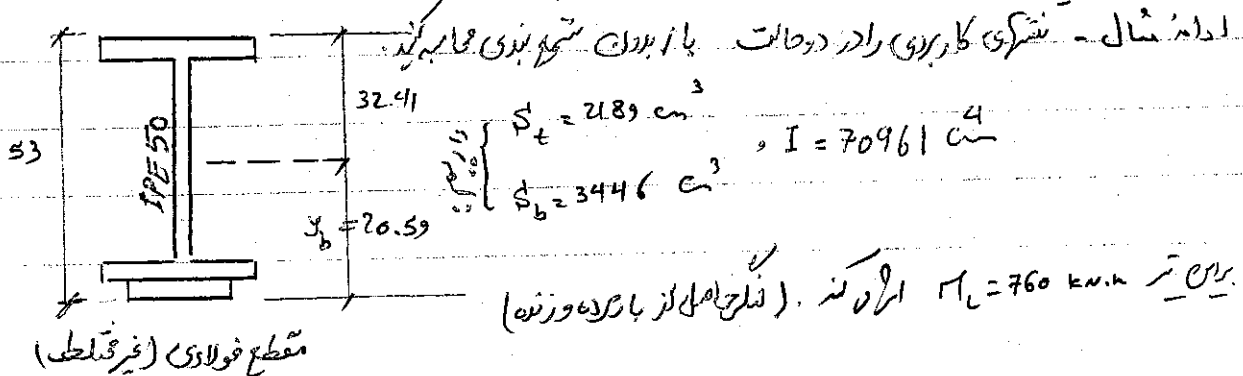
از نظر ادای تیر قتلط به دو نوع اجزا برسد:

۱- جدول شیب بندی زیر تالیه ای بین

۲- شیب بندی زیر تالیه ای بین

در حالت اول، شیب فولاد به تنهایی در آن بین دو درجه ای است

در حالت دوم، تیر قتلط کل در آن عمل خواهد کرد.



برای تیر  $R_c = 760$  kN.m (تالی اول کز باز کرده و زنده)

مقطع فولادی (غیر قتلط)



الف - برول سطح بنری اولیه (وزن بتن تازه و سرج براری فواید) :

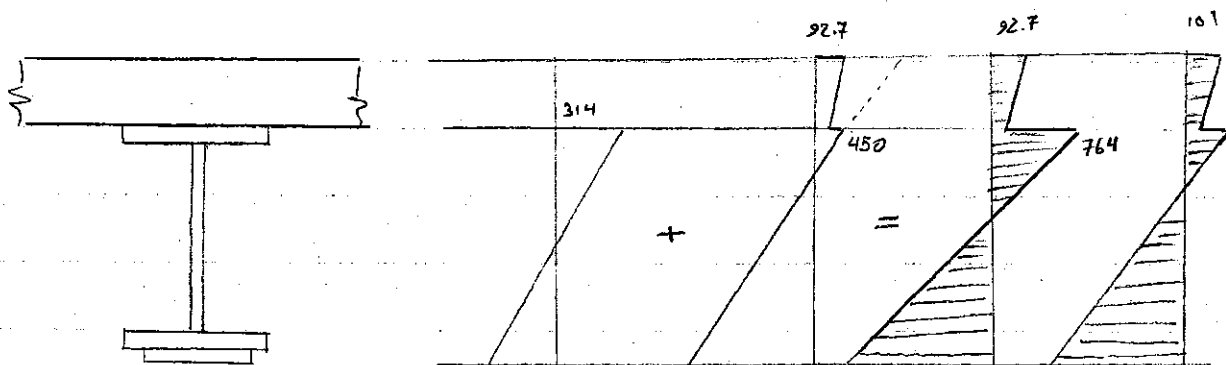
$$b_0 = 552 \text{ da/cm} = 0.1 (2.4) (2300)$$

$$\text{وزن سرج IPE600} = \frac{126}{678} \text{ da/cm}$$

$$M_D = \frac{P L^2}{8} = \frac{678 (9)^2}{8} = 6865 \text{ da.m}$$

$$\left. \begin{aligned} f_c &= \frac{M_D}{S'_c} = \frac{686500}{2189} = 314 \text{ bar} \\ f_b &= \frac{M_D}{S'_b} = \frac{686500}{3446} = 205 \text{ bar} \end{aligned} \right\} \text{قبل از برش بتن}$$

$$\left. \begin{aligned} f_c &= \frac{1}{n} \frac{M_L}{S_c} = \frac{7600000}{9108(9)} = 92.7 \text{ bar} \\ f_b &= \frac{M_L}{S_b} = \frac{7600000}{4779} = 1590 \text{ bar} \end{aligned} \right\} \text{بعد از برش بتن}$$



حالت ب (حالت الف) (نشکری بعد از برش بتن) (نشکری قبل از برش بتن)  
 ب - استناد از سنجش (در اینجا) طبقه ب (توسط مقطع محله کل سرج)

$$f_c = \frac{1}{n} \frac{M_D + M_L}{S_c} = \frac{686500 + 76 \times 10^5}{9108(9)} = 101 \text{ bar}$$

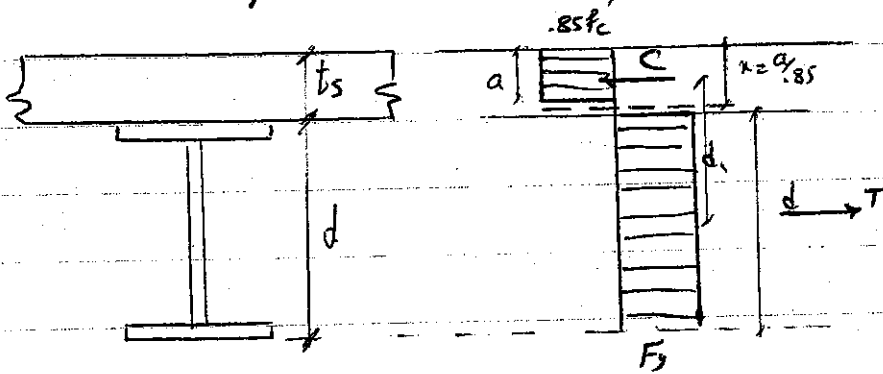
$$f_b = \frac{M_D + M_L}{S_b} = \frac{686500 + 76 \times 10^5}{4779} = 1734$$

استحکام بخاری مقطع عمده

سوال: استفاده از بخاری تیر (AFSC) برای عمده را میسر است و فرود تیر داده است.

فرداری: بقیه استفاده از بخاری تیر عمده را میسر است و فرود تیر داده است. فرض بر این است که اولاً تیرهای فولاد را میسر به عمل آید. بقیه اصلاً گسترش کل عمده.

در حالت اول بقیه تیر داده است (تیرهای در تیر) (تیرهای در تیر):



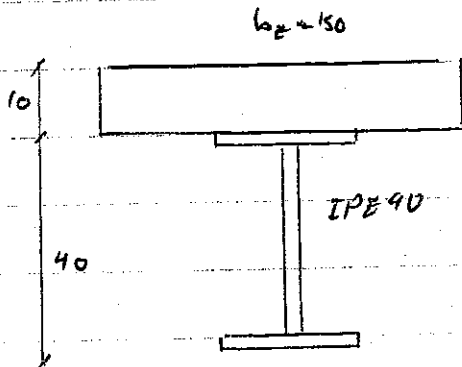
$$C = 0.85 f_c a \times b_s = T = A_s F_y$$

$$\rightarrow a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b_s} \quad (ACI)$$

تیرهای فولاد

$$M_u = c d_1 c T d_1 \rightarrow M_u = A_s F_y (d_1 + t_s - a_1)$$

مثال: محاسبه بقیه فرضی برای مقطع عمده تیر



$$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$n = 9$$

$$M_u = 2$$

$$a = \frac{A_s F_y}{.85 f'_c b_E} = \frac{84.5(2333)}{.85(210)(150)} = 7.36 < t_s$$

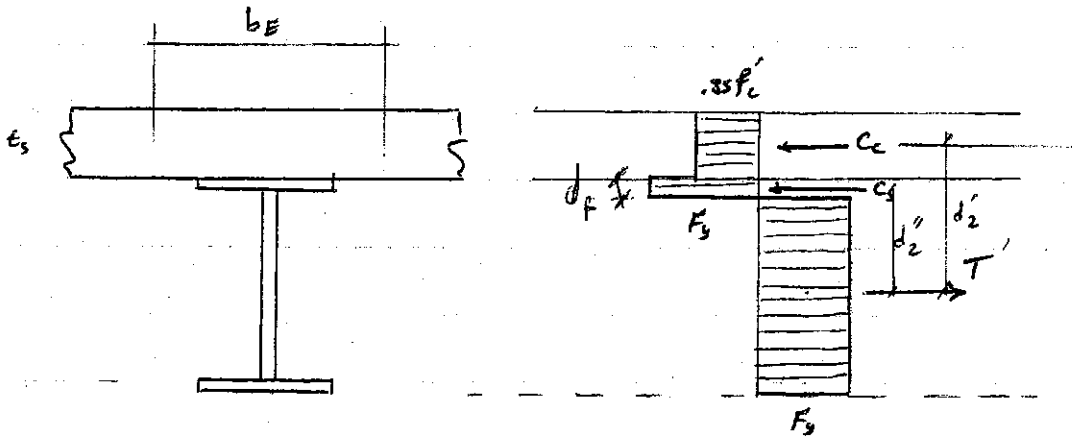
حل:

$$C = .85 f'_c a b_E = .85(210)(7.36)(150) = 197140 \text{ daN}$$

$$T = A_s F_y = 84.5(2333) = 197140 \text{ daN}$$

$$M_u = 197140 \left( \frac{40}{2} + 10 - \frac{7.36}{2} \right) = 518.9 \text{ KdaN}$$

۲. حالت دوم: محاسبه فولادی مقطع تحت بار و قراردادن (تجهیز در فولاد):



$$C_c = .85 f'_c b_E t_s$$

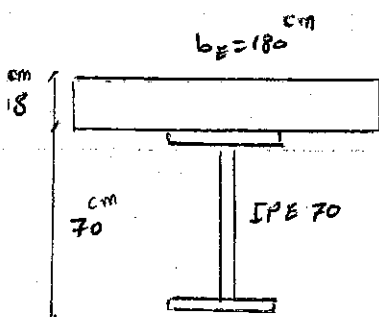
$$T = A_s F_y - C_s \quad \text{در این صورت}$$

$$e = T \rightarrow C_s = \frac{A_s F_y - C_c}{2} \rightarrow C_s = \frac{A_s F_y - .85 f'_c b_E t_s}{2}$$

برای تعیین  $c_c$  و  $d_2$  در این صورت باید از رابطه زیرین استفاده کرد:

$$M_u = C_c d_2 + C_s d_2$$

مثال: مطابق تصویر، طرفین لنگر برای مقطع مشخص شکل زیر:



$$f'_c = 210 \text{ bar}$$

$$n = 9$$

$$a = \frac{A_s F_y}{.85 f_c' b_e} = \frac{(306.4)(2333)}{.85(210)(180)} = 22.25 \text{ cm} > t_s \rightarrow \text{تیر از فولاد درنگ یافته}$$

$$C_c = .85 f_c' b_e t_s = .85(210)(180)(18) = 578340 \text{ da}$$

$$C_s = \frac{A_s F_y - .85 f_c' b_e t_s}{2} \rightarrow C_s = 68246 \text{ da}$$

$$\text{عمق تیر در فولاد} = d_f = \frac{68246}{30(2333)} = .98 \text{ cm} < 3.2 \text{ ok.}$$

$$\text{عمق تیر فولاد} = \frac{(306.4)(35) - (3.2 - .98) \times 30 \times (70 - .98/2)}{306.4 - .98(30)} = 21.95 \text{ cm}$$

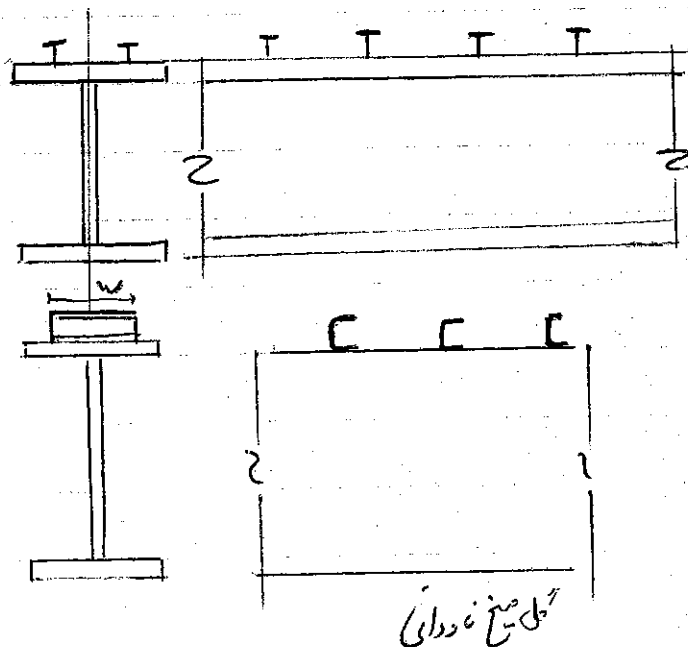
$$d'_2 = (70 + 18 - 21.95 - 18/2) = 66.05$$

$$d''_2 = (70 - 21.25 - .98/2) = 47.6$$

$$M_u = C_c d'_2 + C_s d''_2 = 4145 \text{ k.m}$$

نانه (کامپوز) - به شکلها

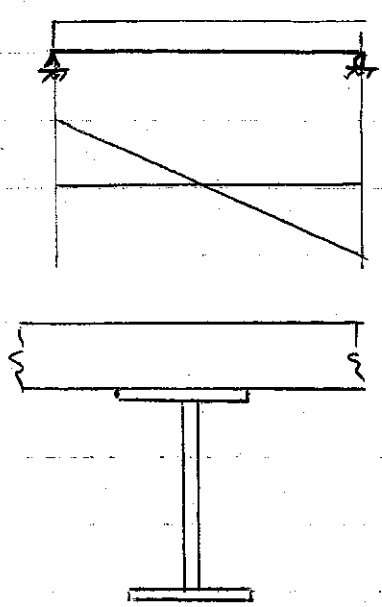
- تیرهای برش حاصل از ناله از کامپوز که بین تیرها و تیر فولادی بر وجود تیرهای برش  
برای اینکه سطح مقطع کامپوز به هم عمل کند و به تیر فولادی متصل شود و از تیر فولادی به هم متصل شود  
(چسبندگی بین فولاد کامپوز و فولاد تیر) به این منظور از نانه (کامپوز) استفاده می‌شود



T شکل برش فولاد  
C شکل فولاد

شکل مقطع فولاد

برای اینکه زائده (براندینگ) روی کامل سطح را این کند باید کم باشد و چون تغییرات تنش برش در طول تیر تغییرات باید ظاهر شود در محل تلاقی برش با مقدار بیشتری قرار گیرد (اگر تیر را به سه درجه ای کنیم)



داریم  $P$  و  $q$  و  $v$  و  $v_1$  و  $v_2$  و  $v_3$  و  $v_4$  و  $v_5$  و  $v_6$  و  $v_7$  و  $v_8$  و  $v_9$  و  $v_{10}$  و  $v_{11}$  و  $v_{12}$  و  $v_{13}$  و  $v_{14}$  و  $v_{15}$  و  $v_{16}$  و  $v_{17}$  و  $v_{18}$  و  $v_{19}$  و  $v_{20}$  و  $v_{21}$  و  $v_{22}$  و  $v_{23}$  و  $v_{24}$  و  $v_{25}$  و  $v_{26}$  و  $v_{27}$  و  $v_{28}$  و  $v_{29}$  و  $v_{30}$  و  $v_{31}$  و  $v_{32}$  و  $v_{33}$  و  $v_{34}$  و  $v_{35}$  و  $v_{36}$  و  $v_{37}$  و  $v_{38}$  و  $v_{39}$  و  $v_{40}$  و  $v_{41}$  و  $v_{42}$  و  $v_{43}$  و  $v_{44}$  و  $v_{45}$  و  $v_{46}$  و  $v_{47}$  و  $v_{48}$  و  $v_{49}$  و  $v_{50}$  و  $v_{51}$  و  $v_{52}$  و  $v_{53}$  و  $v_{54}$  و  $v_{55}$  و  $v_{56}$  و  $v_{57}$  و  $v_{58}$  و  $v_{59}$  و  $v_{60}$  و  $v_{61}$  و  $v_{62}$  و  $v_{63}$  و  $v_{64}$  و  $v_{65}$  و  $v_{66}$  و  $v_{67}$  و  $v_{68}$  و  $v_{69}$  و  $v_{70}$  و  $v_{71}$  و  $v_{72}$  و  $v_{73}$  و  $v_{74}$  و  $v_{75}$  و  $v_{76}$  و  $v_{77}$  و  $v_{78}$  و  $v_{79}$  و  $v_{80}$  و  $v_{81}$  و  $v_{82}$  و  $v_{83}$  و  $v_{84}$  و  $v_{85}$  و  $v_{86}$  و  $v_{87}$  و  $v_{88}$  و  $v_{89}$  و  $v_{90}$  و  $v_{91}$  و  $v_{92}$  و  $v_{93}$  و  $v_{94}$  و  $v_{95}$  و  $v_{96}$  و  $v_{97}$  و  $v_{98}$  و  $v_{99}$  و  $v_{100}$

$$v_1 = \frac{VQ}{bE I}$$

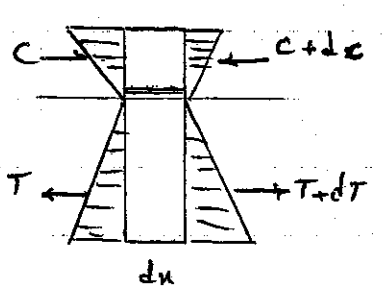
$$v_1 b E = \frac{VQ}{I}$$

تغییرات تنش برش

$$\rightarrow P \left( \frac{VQ}{I} \right) \leq q \rightarrow P \leq \frac{q}{\frac{VQ}{I}}$$

بر اساس AASHTO برای محاسبه برش و اس

ضوابط AISC برای اسطفاً نهای عمل نکند که در آن حالت لیچتر کامل در کف نهای است در این است  
 کافی است که تعداد زائده (لازم برای استای نیروی) حاصل از ندها در هر یک از زائده داریم.



$$dc/dx = v_1 b E$$

$$\begin{cases} C_{max} = 0.85 f_c b E t_s \\ T_{max} = A_s F_y \end{cases}$$

$$N_2 = \frac{C_{max}}{q_{ult}} \leq \frac{T_{max}}{q_{ult}}$$

(هر کدام که تعداد بیشتری باشد)

در ضوابط AISC حاصل نانه (ساده رفته برقرار)

روش انجامی AASHTO سب بدویری از آنزیر بتن روی فولاد در سگاردست به سب بدویری ۴ رقم کارانه است.

بدویری تنزی  $f_{ult}$  همیشه است ، مطابق تجربی و تنزی روابط زیر داده است :

$$f_{ult} = 0.4 d_s^2 \sqrt{f'_c E_c} \quad H/d \geq 4$$

t : فنیت جان ناردن

$$f_{ult} = 1859 (h + .5t) w \sqrt{f'_c} \quad (d \text{ در } h)$$

d, h, t بر حسب cm

طراحی زاننده -

این نام از استاندارد آیین نامه استناد کرده و به استناد از فریب زردی طراحی است  
 جهت تعیین زاننده ای برنج تحت اثر بارگذاری معین می کنند ، این فریب ۲ است :

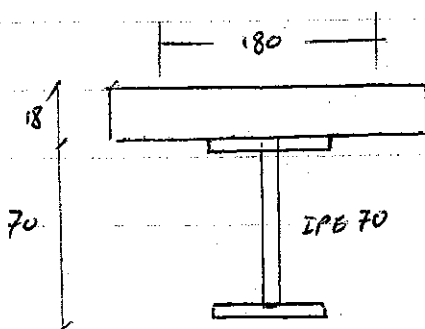
$$\left\{ \begin{aligned} v_h &= \frac{C_{max}}{2} = \frac{.85 f'_c A_c}{2} & A_c &= b_e t_s \\ v_h &= \frac{T_{max}}{2} = \frac{A_s F_y}{2} \end{aligned} \right.$$

$v_h$  بر است  $P$  در مفاصل گند نهاده و منکرکن فراهم است.  
 که مکررین مقدار  $v_h$  جهت جابجایی این ب فراهم است.

$$N_r = \frac{v_h}{f_y} = \text{تعداد زاننده ای لازم در مفاصل نیز}$$

شکل : معلومیت بتن تعداد فل میانی که مورد نیاز :

قطر فل میانی ۲ cm و طول آن ۸ cm است  $f'_c = 210$  مپا



$$v_h = \frac{.85 f'_c A_c}{2} = \frac{.85 (210) (180) (18)}{2} = 2890 \text{ کلو}$$

$$v_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{306.4 (2333)}{2} = 3575 \text{ کلو}$$

$$V_h = 2890 \text{ کلم}$$

$$V_h = 4(2)^2 \sqrt{210(15000\sqrt{210})} \approx 55 \text{ کلم}$$

$$N = \frac{V_h}{V} = \frac{2890}{55} \approx 53 \text{ تعداد}$$

این تعداد از وسط (نه تا کلمه)، چیده شود.

طراحی کت طرح تیرای مکتب بر طبق ATSC -

روش طایر براس ATSC براس استیکامهای است و در روش کام کام زیر انجام خواهد رفت:

۱- مقطع را با فرض اینکه از سطح بندی استند داشته باشد آبی بکشد. در اس مقطع تا بخش پاییده آید:

$$S_{tr} \geq \frac{M_D + M_L}{F_b} \quad \text{و} \quad F_b = 0.66 F_y \text{ است چون کلیه گامهای تیرایین شده است. (فرضه سطح مورد نیاز است)}$$

۲- باید مطمئن شد که سطح درازها تحت اثر فولاد در حتم از سطح بندی استند شده باشد که از سطح تیرایین این کنترل با رابطه زیر انجام شود:

$$S_{tr} \geq S_s \left( 1.35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D} \right)$$

۳- کنترل شود سطح تیرای فولادها تنها تحت اثر بارهای مرده، قبل از تیرایین کامل بین بارها باشد.

$$S_s \geq \frac{M_D}{F_b} \quad \text{و} \quad F_b = 0.66 F_y \text{ (تیرایین بدون آن) یا کمتر گرفته شود.}$$

۴- در حتم از مقدار زائده ای کافی استند شده باشد، اس مقطع ها برای بر طبق رابطه زیر خواهد بود:

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{\frac{V_h}{2V_h}} (S_{tr} - S_s)$$

نویسند برعکس وجود زائده لازم برای اتصال کامل مقطع.

$$f_c = 210 \text{ bar} \quad f_y = 2333 \text{ bar}$$

سؤال - مطلوبیت طرح تیرهای این سقف

$$f_c = 95 \text{ م} \quad t_s = 10 \text{ م}$$

$$w_{DL} = 750 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{LL} = 2300 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 2.4 \text{ م}$$

$$n = 9 \quad \text{راه تیرها}$$

محاسبه  $M_D$  و  $M_L$

$$1 \times 2.4 \times 2300 = 552 \text{ kg/m}$$

$$750 \times 2.4 = 1800 \text{ kg}$$

$$\text{وزن تیرها} = 60 \text{ م}$$

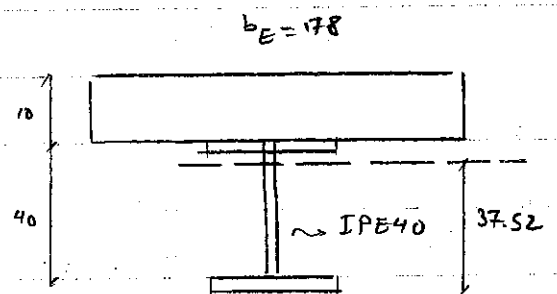
$$612 \text{ م}$$

$$M_L = \frac{1}{8} L^2 P = 159 \text{ kN.m}$$

$$M_D = \frac{1}{8} L^2 P = 54 \text{ kN.m}$$

$$S_{req} \Rightarrow \frac{M_D + M_L}{F_b} = \frac{(54 + 159)(10^4)}{1540} = 1380 \text{ cm}^3$$

$$S_s \Rightarrow \frac{M_D}{F_b} = \frac{54 \times 10^4}{1400} = 386 \text{ cm}^3$$



$$\text{IPE 40} \rightarrow S_x = 1160 \rightarrow 386 \text{ cm}^3$$

$$I_{st} = 51256 \text{ cm}^4 \quad 61782$$

$$S_{er} = 1366 \text{ cm}^3$$

$$S_t = 4107 \text{ cm}^3$$

$$\begin{cases} b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{8.4}{4} = 210 \text{ م} \\ b_E \leq 16t_s + b_f = 16(10) + 18 = 178 \quad \checkmark \\ b_E \leq 2.4 \end{cases}$$

$$M_D = 54.5 \text{ kN.m}$$

$$M_L = 159$$

$$213.5 \text{ kN.m}$$

$$f_c = \frac{2135000}{4107(9)} = 57.8 < 95 \text{ bar} \quad \checkmark$$

$$f_b = \frac{M_D + M_L}{S_{er}} = \frac{2135000}{1366} = 1562 \approx 1540 \quad \checkmark$$



$$-(1.35 + .35 \frac{M_L}{M_D}) S_s = (1.35 + .35 \frac{159}{54.5}) (1160) = 2750 > 1366 \quad \text{o.k.}$$

$$f_b = \frac{M_D}{S_s} = \frac{54.5 \times 10^4}{1160} = 470 < .6 F_y = 1400 \quad (\text{بمناسبت محاسب من قبل اینیرجی})$$

در IPE40 مناسب است

$$N_h = \frac{.85 F_c A_c}{2} = \frac{.85 (210) (178 \times 10)}{2} = 1590 \quad \text{دان}$$

$$N_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{84.5 (2333)}{2} = 985 \quad \text{دان} \quad \checkmark$$

$$N = \frac{N_h}{q} = \frac{985}{35} = 28.1 \rightarrow 28 \quad \text{سنگ}$$

35 = 9 برای 5 سنگ 2 قطر 16 در طول  
حاصل 7.5 c

$$P = \frac{840}{\frac{28}{2}} = 30 \quad \text{cm}$$

## تیرهای یکسره -

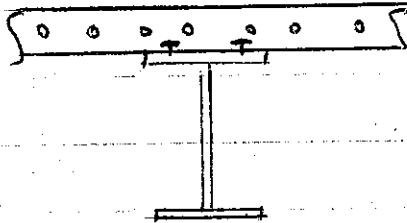
- تیرهای یکسره در ناحیه گذر تنش کلرد محله خود را از دست می دهد، بر همین ضوابط در این ناحیه میلگردان فولادی با پیچیدگی فولادی بر محله بکار می آید و لذا این تیرهای محله توسط آنها باید به کمک زائده ای بر سطح متصل شود

$$V = \frac{A_{se} F_{yv}}{2}$$

در این حالت داریم:

$A_{se}$ : سطح مقطع میلگرد ای موجود در ناحیه  $b$

$F_{yv}$ : تنش تسلیم میلگرد (منز)

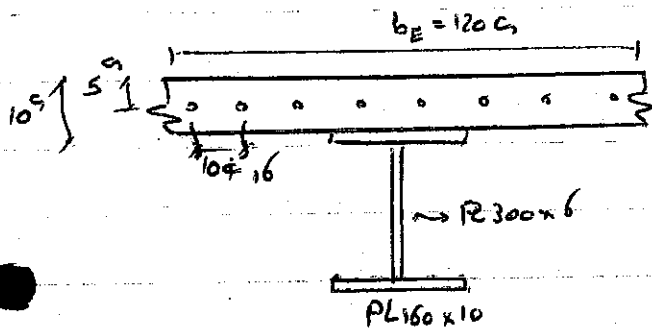


در ناحیه گذر تنش نیز فولادها تحت تنش قرار دارد

لذا ضوابط که نوع جان مقطع به رعایت شود.

تنش مجاز فولاد نیز از ضوابط آیین نامه همین بر سرگردد

همان مقدار عطف گذر تنش تیر را سطحی تا گلبه ۰.۶ باشد تا لرزه نشود



مثال -

$$F_y = 180 \text{ م.ن.م}$$

$$F_y = 34000 \text{ م.ن.م}$$

$$F_y = 4100 \text{ م.ن.م}$$

$I_o$	$Ay^2$	$Ay$	$y$	$A$	
3.	502.5	100.5	5	20.1	میلگرد
9040	33800	1300	26	50	منز
9043	34302	1400		70.1	

$$I_{\text{تیر بتا، دوگانه}} = 9043 + 34302 = 43345 \text{ م}^4$$

$$y_{\text{تیر بتا، دوگانه}} = \frac{1400}{70.1} = 19.98 \text{ م}$$

$$I_{\text{تیر بتا، منفرد}} = 43345 - 70.1 (19.98)^2 = 15361 \text{ م}^4$$

$$S_{tr} = \frac{15361}{22.02} = 698 \text{ cm}^3$$

$$S_{tr} = \frac{15361}{19.98-5} = 1025$$

$$P_b = \frac{M}{S_{tr}} = \frac{1800000}{698} = 2578 \text{ bar}$$

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{آرزش برد}$$

$$F_b = 0.66(4100) = 2706 \text{ bar} > P_b \quad \text{OK}$$

ضوابط آتش روضی:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} = \frac{540}{\sqrt{4100}} = 8.43 > \frac{b_f}{2t_f} = 8 \quad \checkmark$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{32}{.6} \leq \frac{5300}{\sqrt{F_y}} = \frac{5300}{\sqrt{4100}} \quad \checkmark$$

$$V_n = \frac{A_{sr} F_{yr}}{2} = \frac{20.1 \times 3400}{2} = 342 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{V_n}{q}$$

$$q = 35 \text{ kN}$$

9 برای 3 میلیمتر ارتفاع 70 و قطر 16mm

$$N_1 = \frac{342}{35} = 9.77 \approx N_1 = 10$$

$$f_b = \frac{M_L + M_b}{S_{tr}} = \frac{(120 + 280) \times 10^4}{1208} = 3311 < f_b \quad \text{O.K.}$$

کنترل تنش در لبه های منفرجه:

$$f_b = \frac{M_0}{S_3} = \frac{120 \times 10^4}{469.5} = 2556 \text{ bar}$$

$$f'_b = f_b \left[ \frac{12 + \beta(3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\beta} \right] \quad \text{فاکتور اصلاح در لبه های منفرجه}$$

$$\beta = \frac{A_w}{A_f} = \frac{41 \times 6}{10 \times 6} = 4.1$$

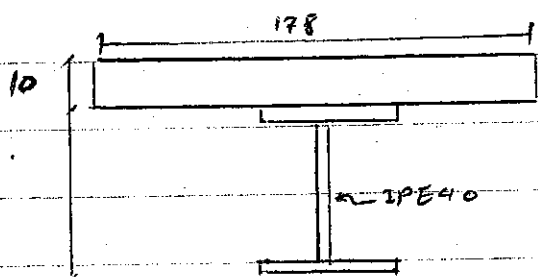
$$f'_b = (1.6 \times 6800) \left[ \frac{12 + 4.1(3 \times 3.43 - 3.43^3)}{12 + 2(4.1)} \right] = 3242 > f_b \quad \text{O.K.}$$

حین درگیری مختلف -

- اگر از شعاع بندی استفاده شده باشد، خیز کل توسط مقطع منگنه در سمت  $M_0 + M_b$  فراهم شود

- اگر از شعاع بندی استفاده نشده باشد، خیز کل خیز حاصل از بار مرده و خیز حاصل از بار زنده در مقطع منگنه است

- در صورتی P امکان خیز حاصل از فرسایش وجود داشته باشد، خیز بار مرده با  $E_{c2}$  و خیز بار زنده با  $E_{c1}$  محاسبه می شود



مکان - (۸۰ سانتیمتر)

$$\Delta_{DL} = \frac{5wL^4}{384EI_3} = \frac{5[552 + 66.3](8.4)^2 \times 10^6}{384(2.07 \times 10^6)(23130)} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LL} = \frac{5wL^4}{384EI_4} = \frac{5(750(2.4))(8.4)^4 \times 10^6}{384(2.07 \times 10^6)(51256)} = 1.1 \text{ cm} < \frac{L}{360} = \frac{840}{360}$$

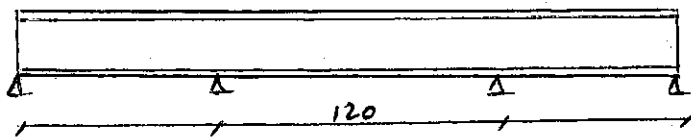
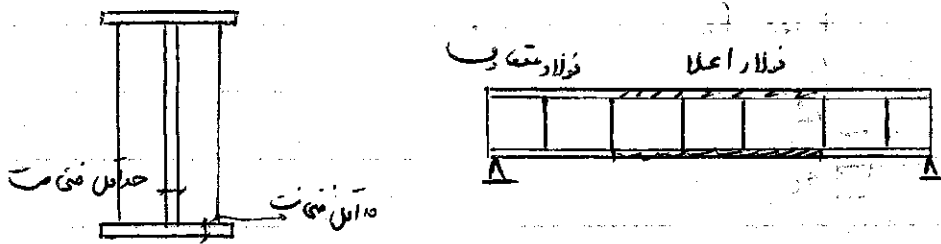
## فصل هفتم:

طراحی تیر ورقها

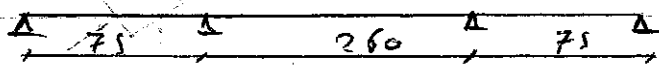
تیر ورق ها -

- تیر ورق به تیری اطلاق می شود که نمای آن به سقف و تانکین کاری جهت زیر فشار هندسه از ورق ساخته شود. امروزه تیر در تها از سه ورق و این تا از دو ورق و یا سه ورق ساخته شده اند و نیز می توان گفت که ورق ها ساخته می شود.

از نظر اقتصادی یکی از انواع تیر ورق است که در دانه تیرین 20 تا 50 متر به طول برای پوشش دانه بزرگتر و توالی از تیر ورق بکار استفاده کرده.



بهترین دانه طاق است به شکل I



بزرگترین دانه طاق است به شکل توپل

روش تیر ورق :

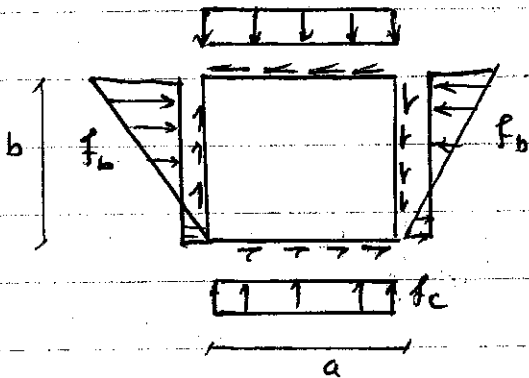
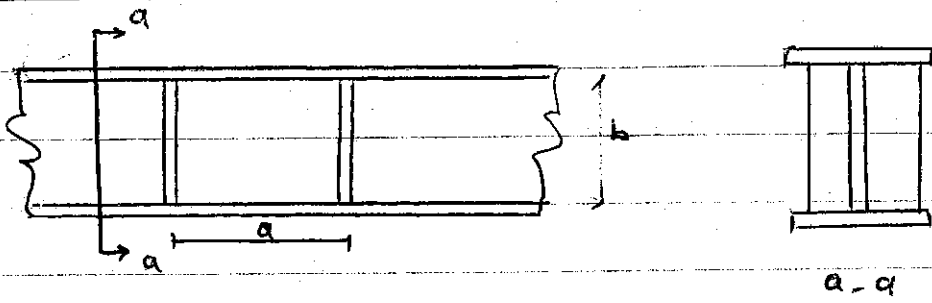
1- برش سطل و افش در پایه ارگ و استحکام جان

2- برش سطل و افش در پایه ارگ و استحکام جان

روش سطل جان تیر ورق -

نشر جان رقطعه و فرس متصل شده به جان و کل شده به این است. لذا با لار دهن فضا جان آن تها در تیر ورق را افزایش و دهد. بهترین راه استفاده از ورق های تقویت لار. قائم و استاده از جان کم فضا است.

تیرهای فولاد و جان تیر ورق که کهره بین روال و دو قطعه تقویت ی قائم است به صورت زیری به



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

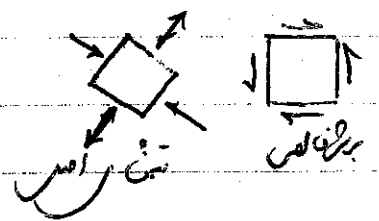
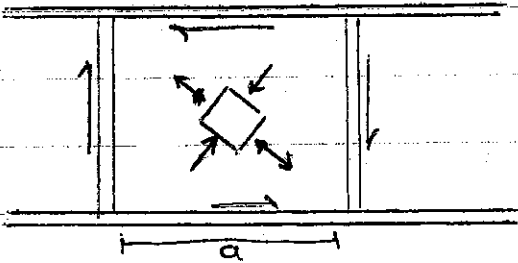
تشریح و تفسیر

$$v = \frac{v_a}{I t}$$

بررسی پایداری جان کت برین :

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

تشریح برای بررسی پایداری صفت :



تشریح از اصل در یک حالت بر این کلمه

بر این پایداری صفت این برین در همان از رابطه :

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

$$K = 5.34 + 4 \left(\frac{\text{تعداد پل}}{\text{تعداد}}\right)^2$$

بر این رابطه مقادیر  $a/h$  و  $b/t$  در کلمات از دو حالت زیر باشند :

$$\left. \begin{array}{l} a/h \leq 1 \\ a/h \geq 1 \end{array} \right\} \text{در رابطه برای } F_{cr} \text{ بیان هر دو}$$

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

بهرت است که رابطه فوق را به صورت

نمایش داده شد و مقدار k را در دو حالت به صورت زیر بیان می کنند

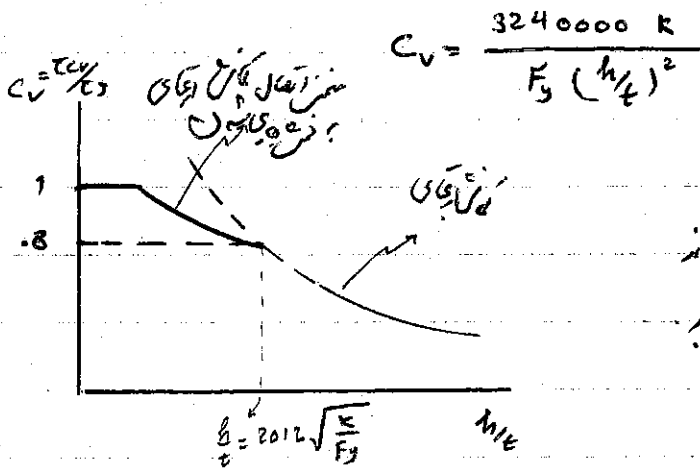
$$k = 4.0 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad ; \quad \frac{a}{h} \leq 1$$

$$k = \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} + 5.34 \quad ; \quad \frac{a}{h} \geq 1$$

آین نام از شکل به بعد تنش برآوردی (ت<sub>cr</sub>) به صورت زیر است که در دست است:

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\pi^2 E k}{\tau_y (12)(1-\nu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad , \quad E = 2.07 \times 10^5 \text{ bar} \quad , \quad \nu = 0.3 \quad \text{اگر این رابطه}$$



$$C_v = \frac{3240000 k}{F_y \left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

مانند طبق حالات یاداری هرگاه تنش برآوردی  
تنش کینم نزدیک برود... باعث تنش کم ماند  
و یا به سبب پهن کردن غیر از جاسی وقوع در این  
در این حالت رابطه بین جیدی شدن و  
کاهش در جاسی را به

$$\tau \approx 0.8 \tau_y \quad \text{حفظ}$$

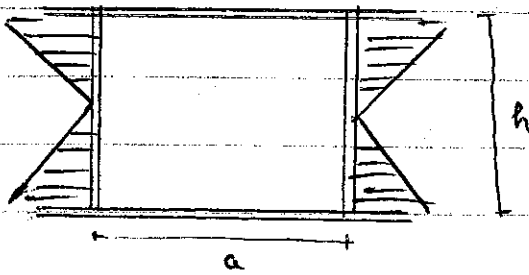
$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{\text{حفظ}} \cdot \tau_{cr} \text{ انجاسی}}$$

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \sqrt{0.8} \frac{3240000 k}{F_y \left(\frac{h}{t}\right)^2} = \frac{1610}{\frac{h}{t}} \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

مقایسه این نام  
در من اتصال



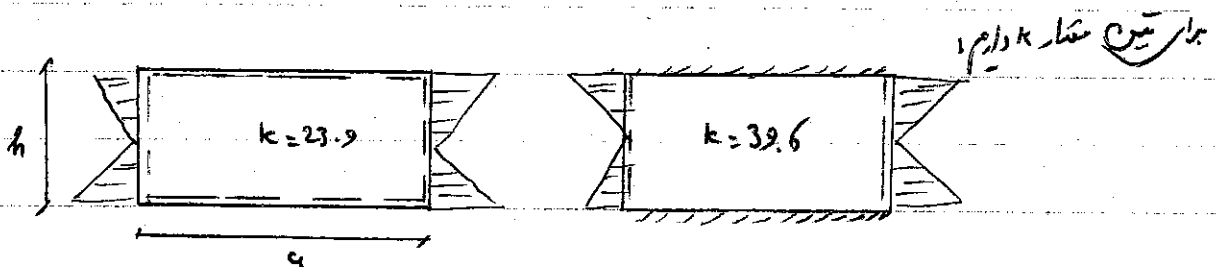
- بررسی پایداری تحت فشار



$$F_{cv} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) (h/t)^2}$$

این نیز از رابطه

برای برکن پایداری استفا در هر طرف



برای تیر درجه‌ای مناسب تیر دارای همان ابعاد خود مقدار k را تا اندازه ممکن به بیش رصافت متفاوت  
! 80 درصد تیر دارای شکل اتصال به بال مقدار k خواهد بود.

$$k = 23.9 + (39.6 - 23.9) (0.8) = 36.5$$

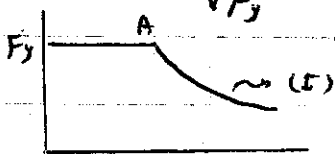
$$F_{cv} = 36.5 \frac{\pi^2 \times 2.07 \times 10^6}{12(1-0.09) (h/t)^2} = \frac{68 \times 10^6}{(h/t)^2} \quad (I)$$

$$h/t = \frac{8200}{\sqrt{F_{cv}}}$$

رستار  $h/t$  فاصله

در رستار شکل A لایه‌های آن فاصله

$$h/t = \frac{8200}{\sqrt{F_y}} = 170$$



از  $h/t < 170$  به رستار تنگ‌تر پس رصافت تیر درون گانه‌ها آنرا نخواهد بود.

- بررسی پایداری تحت فشار در هر طرف

رستار عمده تیر درجه‌ای همان تیر درون تحت فشار در هر طرف خواهد بود.

۴.۱ - با توجه به آنکه در دوران ارتعاش دایره‌ای تاثير برش در نظر گرفته  
 در درجات کم رابطه کنترل لغزش زیرین دهنده است .

$$\left(\frac{f_b}{F_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

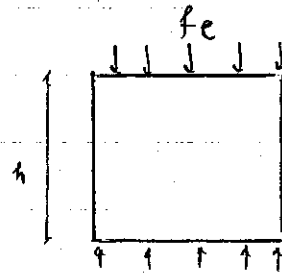
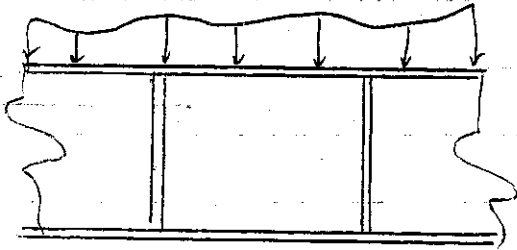
$$\tau = \frac{VQ}{It}$$

$$f_b = \frac{M_y}{I}$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{\text{مقاومتی}} \times \tau_{\text{مقطع}}}$$

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

- برش چون کم است در بارده از باقی -



چون چون نیروی برشی با قطعات تغییراتی قائم در مقابل یکدیگر متفاوت می‌کنند. لذا علاوه بر خرد شدن استراحت را اندکی  
 تحمل می‌کنند و در این هنگام است این نوع رفتار را می‌تواند سبب ناپایداری چون شود. ناپایداری  
 چون نیز در این حالت با رابطه زیر کنترل فایده مند است.

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

در مواردی چون مقدار  $f_e$  و نیز چون تغییر مناسبت و مقدار  $F_{cr}$  بستگی کامل به نسبت  $(\frac{h}{a})$  دارد در دوران  
 مقدار  $k$  را لغزش زیر دستگیر است -

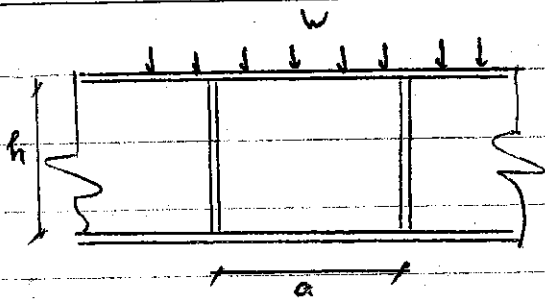
- اگر نیروی لبه چون در کل اعمال شود از طرفین لبه ناپایده است .

$$k = \left[ \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} + 2 \right]$$

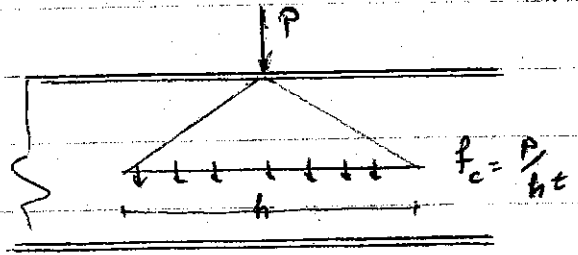
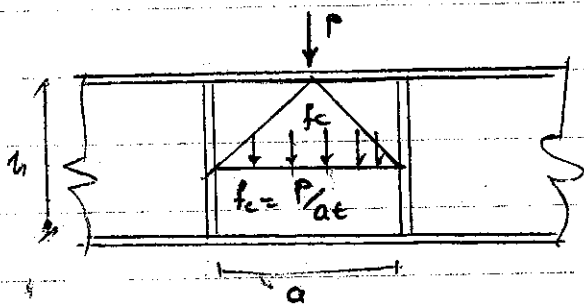
- اگر نیروی لبه چون در کل اعمال شود از طرفین لبه پایده است :

$$k = \left[ \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} + 5.5 \right]$$

مخامنه  $f_c$  بغيرت زیر خواهد بود.

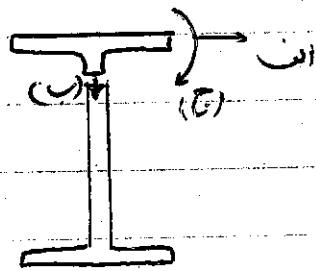


$$f_c = \frac{w}{t}$$



بررسی ناپایداری بال نشی

چون بال نشی که توسط چوب بال کش مقصود است، لذا لاغری چوب در ناپایداری بال نشی رخات دارد. هرگاه  $f_c$  از ارزش یابم تا بزرگتر از آن ناپایداری بال نشی در تیلین لایم و آرسناده  $f_c$  از شدای کم است که در آن صورت بزرگتر از حد از حد انتظام چوب در ناپایداری بال نشی مستن فراموش.



الف - کمان چوبی

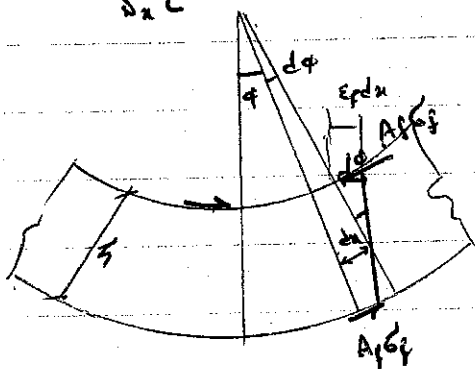
ب - قائم

ج - عرض (یا عرض)

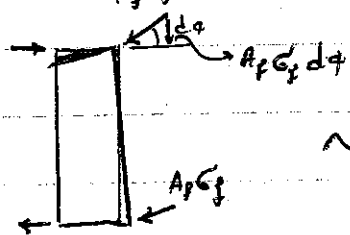
الف - بررسی ناپایداری جانبی بال نشی

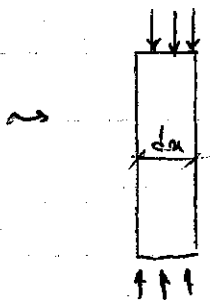
این بررسی تبدیل انجام شد و رابطه کنتر آن

$$F_{cr} = \frac{c_4 \sqrt{EI_y GJ}}{S_x L}$$



ب - کمان قائم





$$\frac{\sigma_f A_f dx}{t dx} = f_c$$

باز هم به شکل داریم:

$$\epsilon_f dx \times \frac{h}{2} dx \rightarrow dx = \frac{2 \epsilon_f dx}{h}$$

تساوی کنیم تا هم نشانی برود که همان فاصله است:

$$\sigma_f A_f dx$$

$$f_c = \frac{\sigma_f A_f dx}{t dx} = \frac{2 \sigma_f A_f \epsilon_f}{th}$$

رابطه میاری:

$$F_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2}$$

بفرض آزاد بودن لبه‌های درون راسته تا می‌گیرد  $k=1$ .

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2}$$

ازت و در رابطه فرق فایم داریم:

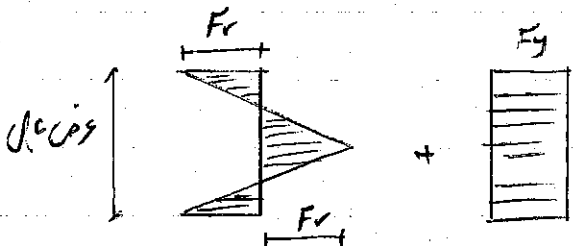
$$\frac{2 \sigma_f A_f \epsilon_f}{th} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2}$$

$$A_w = ht$$

$$\frac{h}{t} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{24(1-\nu^2)} \left(\frac{A_w}{A_f}\right) \frac{1}{\sigma_f \epsilon_f}}$$

بفرض  $\sigma_f = \epsilon_f$  در این تغییرات

تنوع این حالت در عرض بال تیر در صورت زیر:



کرنش حاصل از  $F_x$  و  $F_y = \sigma_f$  مان همان

$$\epsilon_f = \frac{F_y + F_x}{E}$$

از رابطه می‌توانیم آورد:

بقراردادن  $E = 2.07 \times 10^6$  و  $\nu = 0.3$  فواید راست

$$h/t = \frac{1390000 \sqrt{A_w/A_f}}{\sqrt{F_y (F_y + F_r)}}$$

- چون رابعب حالات  $\frac{A_w}{A_f} = 0.5$  است و مقدار  $F_r \approx 1140$  bar در همان فرض

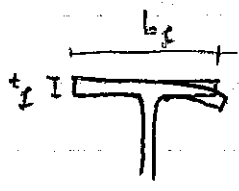
$$h/t = \frac{280000}{\sqrt{F_y (F_y + 1140)}}$$

این رابطه دیکتر مقدار  $h/t$  را براساس فولادی از کلاس نام  $h/t$  نام دارد

ج - کلاس فولاد (ایم)  $h/t$  :  $h/t$

- صحت از کلاس فولاد - پیشران  $h/t$  متوسط شود و تعویض  $h/t$  فولادی شود امکان کاهش موثر

پیشران آن وجود دارد

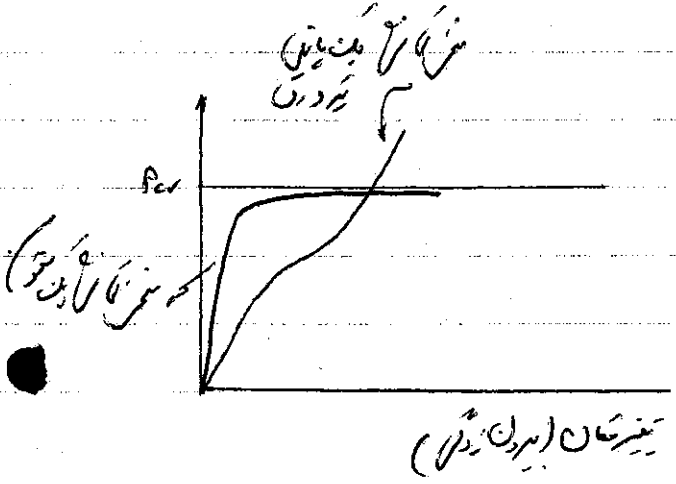


براساس فولادی از این نوع باید برای این ضوابط مربوط به  $t_f$  آیین نامه رعایت کرد

وضعیت کلاس فولاد

- انواع پایداریها مورد بحث در تمام کلاسها براساس تغییر مکانهای کرنش در عمل و در ضمن طویل شدن  
 چون محدود به آنها و در تمام انواع و غیره است این از نظر فولادی که از نظر  $h/t$  دارد و به سبب پایداری  
 جان و فولادی از پیشران سریع نباید برای  $h/t$  باشد

- اگر این پایداری را با پایداری کلاس فولاد مقایسه کنیم داریم



- استقامت خمشی تیر درون -

- استقامت خمشی تیر درون تابع از عوامل زیر است :

$h/t > \frac{8200}{\sqrt{F_y}}$  بازه : تعیین کننده گانه جان (کت گانه خمشی) بازار

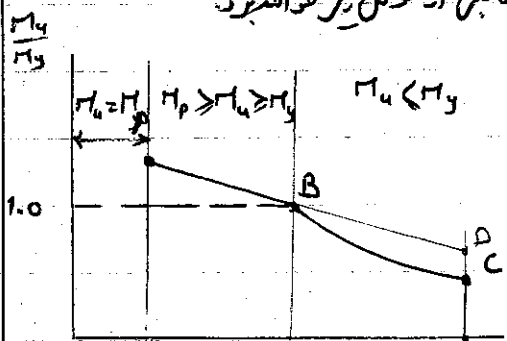
$b/t_f$  : تعیین کننده پایداری کلی (کت گانه خمشی) بازار

$b/t_f$  : گانه موضعی استقامت

$A_w/A_f$  : اثر بر گانه جان بر روی جان

- با فرض ثابتین پایداری جان و موضعی جان استقامت آن خمشی تابع از عوامل زیر خواهد بود

$$M_u = f(h/t, A_w/A_f)$$

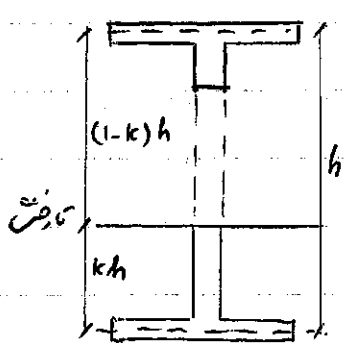


گانه موضعی

$h/t \sim \frac{8200}{\sqrt{F_y}}$

$h/t = \frac{980000}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}}$

- فرض در مورد سطح تیر درون جان به صورت زیر درآید



$30t = \frac{3}{32}h$

$\frac{29}{32}h$

$$A_f(kh) + \frac{t(kh)^2}{2} = A_f(1-k)h + \frac{3}{32}h \left( \frac{61}{64}h - kh \right) t$$

$$k + k^2 \frac{th}{2A_f} = (1-k) + \frac{3}{32} + \frac{3}{32} \left( \frac{61}{64} - k \right) \frac{th}{A_f}$$

$\rho = \frac{A_w}{A_f}$  ,  $th = A_w$  با فرض

$$k^2 + k \left( \frac{4}{\rho} + \frac{3}{16} \right) = \frac{2}{\rho} + \frac{183}{1024}$$

$$k = \sqrt{\frac{192}{1024} + \frac{38}{16\rho} + \frac{4}{\rho^2}} - \left( \frac{3}{32} + \frac{2}{\rho} \right)$$

تدریجاً طول بعرض زیر لایه درسد:

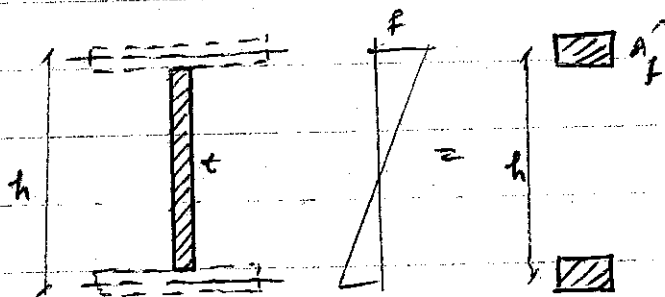
$$I_e = A_f (kh)^2 + \frac{1}{3} t (kh)^3 + A_f (1-k)^2 h^2 + \frac{3th}{32} \left( \frac{61}{64} h - kh \right)^2$$

$$= A_f h^2 \left[ \frac{\rho}{3} k^3 + k^2 + (1-k)^2 + \frac{3}{32} \rho \left( \frac{61}{64} - k \right)^2 \right]$$

آرزش را در  $P$  منس درسدین تا به  $F_y$  برسد ایم.

$$M_{uz} = \frac{F_y I_e}{(1-k)h}$$

برای من  $M_y$  (به فرض برابر شدن کل مقطع) داریم:



$$M_{y, \text{چون}} = F S_x = F \left( \frac{1}{2} h^2 t \right) = F A'_f h$$

$$A'_f = A_w / 6$$

$$M_y = F_y (A_f + A_w / 6) h = F_y A_f h \left( 1 + \rho / 6 \right)$$

$$\frac{M_{uy}}{M_y} = \frac{\frac{\rho}{3} k^3 + k^2 + (1-k)^2 + \frac{3\rho}{32} \left( \frac{61}{64} - k \right)^2}{(1-k) \left( 1 + \rho / 6 \right)}$$

در تغییرات  $M_{uy}/M_y$  را بر حسب  $\rho$  رسم کنیم. خواهیم دیدم با آزاد  $(h/t = 320)$  در همان این تغییرات را خواهیم دید.

$$\frac{M_{uy}}{M_y} = 1.0 - 0.09 \frac{A_w}{A_f}$$

ساده تر از این کار

- برای آنکه با آزاد معیار ضعیف  $h/t$  رابطه فوق را هم داریم ضمیمه داشتیم.

$$\frac{M_{uy}}{M_y} = 1.0 - \frac{0.09}{(320-162)} \left( \frac{A_w}{A_f} \right) \left( h/t - \frac{8200}{\sqrt{F_y}} \right)$$

- روابط بی سی قدر از من استفاده. خواهیم کرد دلایل داریم.

$$F_u = \frac{M_{uy}}{S} = F_y \left[ 1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( h/t - \frac{8200}{\sqrt{F_y}} \right) \right]$$

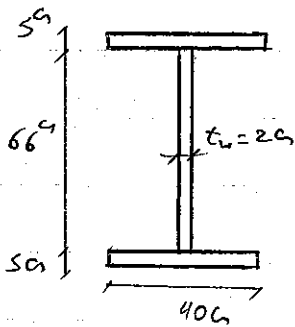
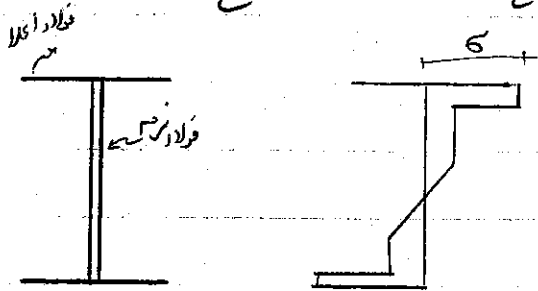
آرزش این رابطه سنبل بر شرط پایداری بان و نیز ضعیف داده شود خواهیم داشت.

$$F_u = F_{cr} \left[ 1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( h/t - \frac{8200}{\sqrt{F_y}} \right) \right]$$

$F_{cr}$ : تنش نیای بان در حالت چن تنس ویری فعلی (با  $\lambda$  درسد)  $F_u$ : تنش نیای بان در حالت چن تنس ویری فعلی (با  $\lambda$  درسد) در حال آنکه آنده

دیسم که دارای ترازو چون سهم با بری بال افزایع برای بد، چین و نیت در حالتی که تیر در آن در آن است

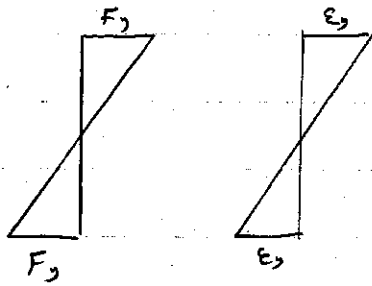
نیز آن را افتد تیر در آن تیر در آن است که فولاد بال آن از نوع اعلا و فولاد چون آن از نوع سبک است.



مثال:  
 ۱. جگرهای بتنی ظرفیت کش تیر بر ۳۰۰ فولاد تیر ۳۰۰ با  $F_y = 6700$  است.  
 ۲. فولاد بال با  $F_y = 6700$   
 ۳. فولاد چون با  $F_y = 2400$

$$I = 552850 \text{ cm}^4$$

$$S = 14550 \text{ cm}^3$$

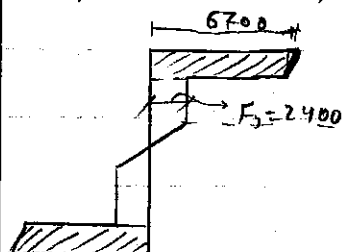


$$M_y = S_x F_y = 14550 \times 6700 = 9748.5 \text{ kN.m}$$

$$M_p = Z F_y \quad \therefore Z = \text{دور از سطح نیر از مرکز}$$

$$Z = 2 \left[ 40(5) \left( \frac{76}{2} - \frac{5}{2} \right) + 33 \times 2 \times \frac{33}{2} \right] = 16378 \text{ cm}^3$$

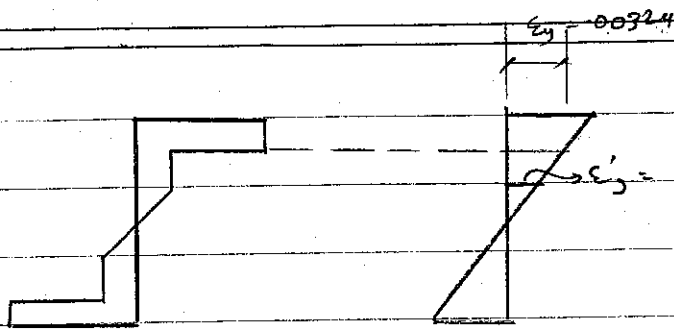
$$M_p = 16378 (6700) = 10973.3 \text{ kN.m}$$



حالت ۲: اگر، اینجای بال  $F_y = 6700$  با  $\epsilon_{y2} = \frac{6700}{E} = 0.00324$   
 $\epsilon_{y1} = \frac{2400}{2.07 \times 10^6} = 0.00116$

$$M_y = 9164 \text{ kN.m}$$



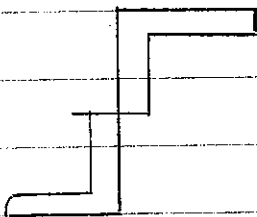


آرکشی بال جدولی مورد

$$M_p = 9786 \text{ kN.m}$$

آرکشی مقطع خنثی مورد

$$M_p = 10037 \text{ kN.m}$$



برای مثال دینا می‌دهیم، ملاحظه کنید که استعناک مقطع بین دو حالت فیزیکی کامل و فیزیکی نسیل به هم خندان زیاد نیست. این تفاوت برای تیر درون در حالت با تیر درون است. تفاوت نیز خندان یا در نسبت  $\left(\frac{10037}{10973}\right)$   $\left(\frac{9786}{10037}\right)$

برای اینکه بدانیم طول تیر در حالتی که در حالتی داریم، مقدار کمتر از بار است. مقطع را با هم می‌کنیم و در نتیجه در نتیجه کمتر از تیر درون در حالتی داریم.

$$F'_b \leq F_b \left[ \frac{12 + \beta(3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\beta} \right]$$

$F_b$ : تنش لازم عرض به منظور استن گمانی که در این بخش در فرض اینکه تیر فولاد بال باشد.

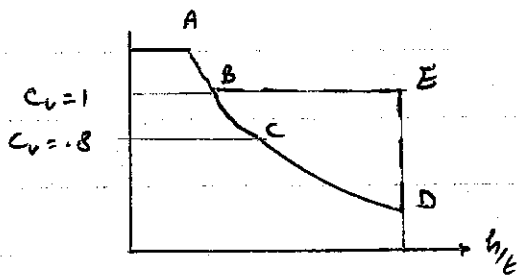
$$\alpha = \frac{\sum F_y}{\sum F_y} \quad , \quad \beta = \frac{A_w}{A_f}$$

$F_b$ : تنش لازم تیر فولاد است. تنش تیر درون در حالتی

استحکام‌های برج تیر درها

(نقطه ABCDE)

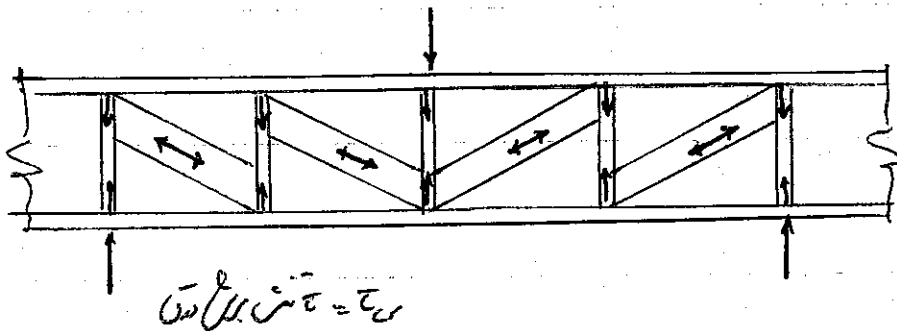
در این م بر طبق بت  $h$  تیر درها یا بداری ارجاعی و غیر ارجاعی چون تیر درون بر طبق یک سطح تغییر کند -



AB : هر 6 متر عرضی در این سطح من کس و در دریا

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

آوردن این کار به سمت من برای مثال درون  
چون که فاصله کرد چون در تیر درها قطعات تیر در  
نظم نیز وجود دارد (در عوامل) لذا در این مورد باید توجه شود  
این فاصله است



$c_v =$  تنش برای درون

به عبارت دیگر تیر درها مانند خرما عمل فاصله کرد و لذا باید در تیر درها با هم بدیدی از توزیع تنش در برابر توزیع  
برش عادت فاصله کرد و لذا استحکام برش تیر درها تا حفظ ABE را در آن افزایش باید  $(c_v = c)$

استحکام برش برای تیر درها به صورت زیر فاصله بود

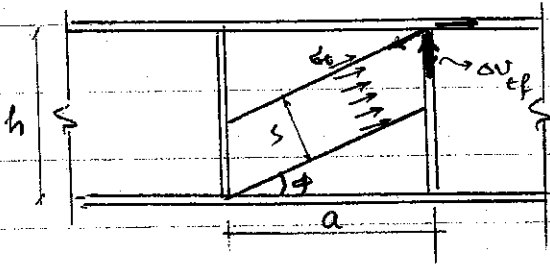
$$v_u = v_{cv} + v_{ef}$$

$v_{ef}$  : استحکام برش برای جان

$$v_{cv} = c + h + c_v \quad (\text{استحکام ناشی از ارجاعی و غیر ارجاعی قوی جان})$$

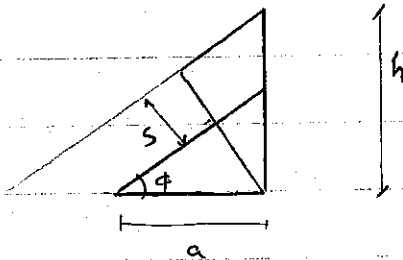
$v_{ef}$  بر اساس قوی جان علت نیروی کشش در درون جان ایجاد می‌شود جهت موزن کشش جان باشد به علت  
باید دارد

اگر فرض شود  $P$  استوار و کشش قطری زیاد است  $\phi$  در مین برود



$$\Delta v_{ef} = \sigma_t t s \sin \phi$$

$$s = h \cos \phi - a \sin \phi$$



$$\Delta v_{ef} = \sigma_t t (h/2 \sin 2\phi - a \sin^2 \phi)$$

استوار و کشش به تن فراموش کرد که استوار فردا (ع) را  
در قطعاً تیرگی به دالته فردا برسد.

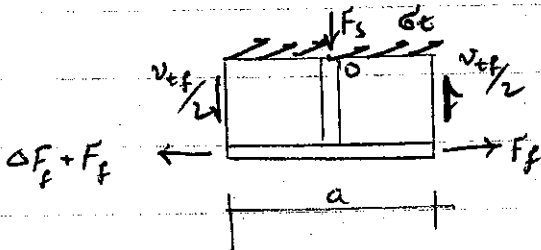
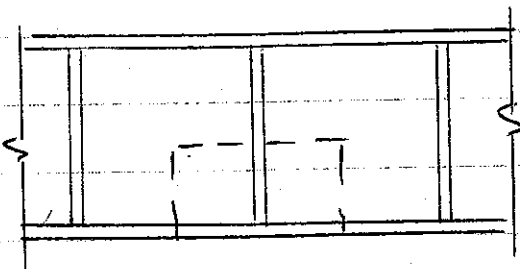
$$d(\Delta v_{ef})/d\phi = \sigma_t t (h \cos 2\phi - 2a \sin \phi \cos \phi) = 0$$

$$\rightarrow \tan 2\phi = h/a$$

$$\sin 2\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}}$$

$$\cos^2 2\phi = \frac{1 - \cos 2\phi}{2} = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{a/h}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right]$$

برای  $\phi$  به  $\phi$  در بر این تیرگی عبور زیر کل  $\phi$  کنیم



(I در  $\phi$ )

تعداد این تیرگی را عبور زیر کل  $\phi$  کنیم

$$\Delta F_f = (\sigma_t a t \sin^2 \phi) \cos \phi$$

$$= \sigma_t t a/2 \sin 2\phi$$

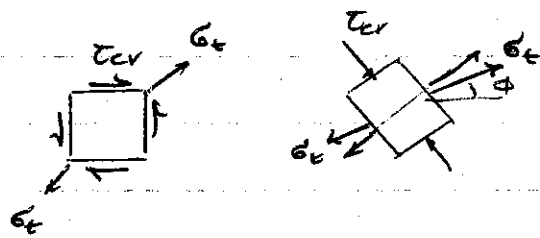
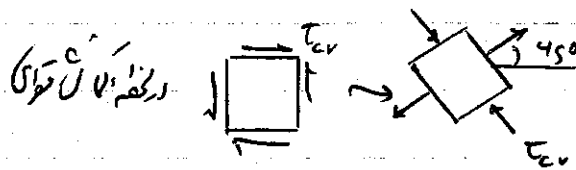
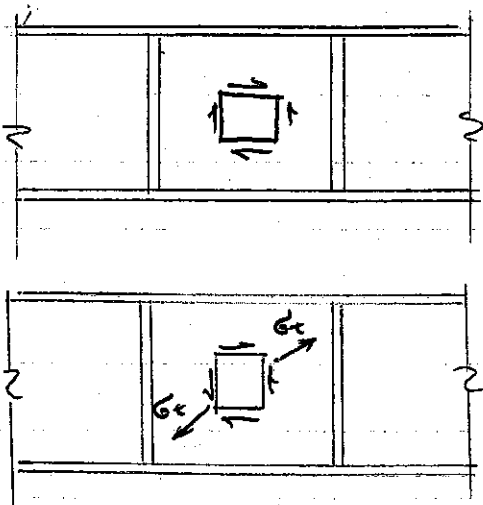
حل تمامه تیرگی  $\phi$  کنیم

$$\Delta F_z \frac{h}{2} = v_{tf} \frac{a}{2}$$

$$\sim a/h (v_{tf}) = \sigma_e t a/2$$

$$\sim v_{tf} = \sigma_e h t/2 \left[ \frac{1}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right]$$

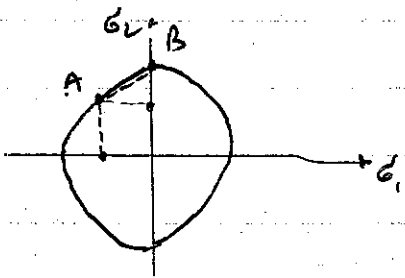
برای بررسی به ترتیب اشکال زیر داریم:



فرض کنیم  $\phi = 45^\circ$  باشد که در این صورت نیروها از هم جدا می‌شوند.

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 = F_y^2$$

بسیار مهم است که در این رابطه از تغییرات استفاده کنیم.



$$\sigma_1 = -\sigma_2 = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

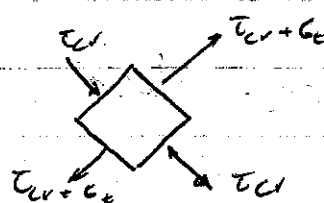
در این حالت، در نقطه A و B برش‌ها رخ می‌دهد.

در صورت تنش در میان تیر در این نقطه ای بین A و B در تیر رخ می‌دهد.

$$\sigma_1 = F_y + \sigma_2 (\sqrt{3} - 1)$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \tau_{cv} + \sigma_e \\ \sigma_2 = -\tau_{cv} \end{cases}$$

در این رابطه داریم:



لذا فواید است

$$\sigma_t = F_y \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\frac{F_y}{\sqrt{3}} = \tau_y} \right) = F_y (1 - C_v)$$

در این ترتیب استقامت‌های برش تیر در خواسته

$$v_u = v_{cr} + v_{ef} = \tau_y h t C_v + \sigma_t \frac{h t}{2} \left[ \frac{1}{\sqrt{1 + (\alpha_y/h)^2}} \right]$$

$$v_u = F_y h t \left[ \frac{C_v}{\sqrt{3}} + \frac{1 - C_v}{2 \sqrt{1 + (\alpha_y/h)^2}} \right]$$

برای رابطه‌های  $\tau_y = F_y/\sqrt{3}$  کاربرد است

برای تعیین نیروی کشش در صفحات تیر (به ترمینال)

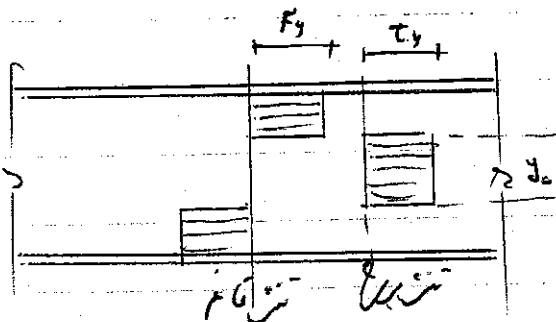
$$F_s = (\sigma_t a \sin \phi) \sin \phi = \sigma_t a \sin^2 \phi$$

$$F_s = \frac{F_y (1 - C_v) a t}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_y/h}{\sqrt{1 + (\alpha_y/h)^2}} \right]$$

استقامت‌های برش فرغ تیر در خواسته

بدیهی است که هر میزان که تنش برش افزایش یابد ظرفیت‌های فرغ نقصان خواهد دید که مطلب نیز صادق است. چون همواره چون تیر در حال کشش باشد، تنش بالای فرغ متسد و جان در سمت مرکز تیر در آن کم تا بیشتر بالای آن است، و این را می‌توان در استقامت‌های برش از جان کم

برش متن درجه حرکت فرغ تنها باشد و یا



بهره فرغ

$$\begin{cases} v_u = \tau_y y_0 t \\ v_y = \tau_y h t \end{cases}$$

$$\rightarrow y_0 = \frac{v_u}{v_y} h$$

$$M_u = A_f F_y h + F_y t (h/2) (h/2) - F_y t (d/2) (d/2)$$

$$= F_y [A_f h + A_w h/4 - A_w h/4 (v/v_y)^2]$$

$$= F_y A_f h [1 + 1/4 (A_w/A_f) [1 - (v/v_y)^2]] = F_y A_f h \{1 + \rho/4 [1 - (v/v_y)^2]\}$$

$$M_y = F_y A_f h (1 + 1/6 A_w/A_f) = F_y h A_f (1 + \rho/6)$$

$$M_u = M_y \left\{ \frac{1 + \rho/4 [1 - (v/v_y)^2]}{1 + \rho/6} \right\}$$

در این رابطه اگر  $M_u = M_y$  شود  $v/v_y = 1.6$  خواهد بود.  
 از استاندارد کمتر از 607 و  $v/v_y$  است فریب نش تیر در آن کاملاً نخواهد داشت

روش عملی انتخاب بال و جان -

- ۱- جانها متنوعی بصورت متوسل و در آن سطح مقطع نافعال جان خواهد بود.
- ۲- فریب نیز با استفاده از جدولی نافعال جانها به خواهد بود. بنابراین جانها سوراخهای داخل بال از ۱۵٪ سطح مقطع بال بیشتر شود.

۳- با جانها از نظر جانها باید ضابطه مربوطه کل بخش را بین جانها رعایت نماید.

۴- جوش دادن ورق در آن بال و جان بال بلا مانع است

۵- اگر ارتفاع جان کم و بسیار بزرگ باشد مقطع شرایط فریب را داشته باشد و امکان آن  $M_y$  میسر نیست

چون تیر در همان سطح عموماً  $160 > h/4$  است لذا امکان کاهش جان همواره وجود دارد.

$$h/4 \leq \frac{8200}{\sqrt{F_y}}$$

$$h/4 \leq \frac{8200}{\sqrt{F_y/6}} = \frac{6350}{\sqrt{F_y}}$$

بنابراین رابطه به شرح:

ATSC

$$h/t \leq \frac{6300}{\sqrt{F_b}}$$

تغییر در طول فر

تغییر از ضریب فر ۰.۵

$$h/t \geq \frac{6300}{\sqrt{F_b}}$$

برای است در حالت ایست

مستقیم شدن بار آما صورت زیر محدود شود

$$F_u = F_{cr} \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t} - \frac{8200}{\sqrt{F_{cr}}} \right) \right]$$

$$1.67 F'_b = 1.67 F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t} - \frac{6300}{\sqrt{F_b}} \right) \right]$$

$$F'_b = F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t} - \frac{6300}{\sqrt{F_b}} \right) \right]$$

$F_b$  متن از تفاوت تیر در است

تغییر در  $h/t$  به تعداد محدود  $P$  آن  $P$  نام قابل برود

$$h/t \leq \frac{980000}{\sqrt{F_y (F_y + 1140)}}$$

ATSC  $h/t \leq \frac{965000}{\sqrt{F_y (F_y + 1140)}}$

این ارتعاش حدالزایل بدون قطعات تغییر نام است

در تیر در است قطعات تغییر نام در حد ایست و در (تغییر در دارد) تغییر در  $h/t$  فراسرود

$$h/t \leq \frac{16600}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{ATSC})$$

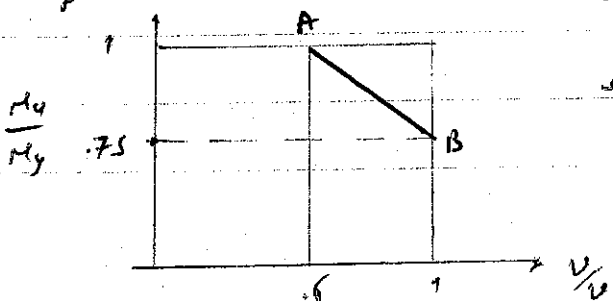
برای بردار ترکیب متن کش در است

$$P_2 \frac{A_w}{A_f} = 2$$

بعض

تغییر در  $M_x$

رابط  $M_x$  و  $M_y$



$$\text{شیب خط} = \frac{-25}{4} = -\frac{5}{8}$$

$$\frac{M_x}{M_y} = 1 - \frac{5}{8} \left( \frac{h}{t_y} - 0.6 \right) \leq 1.0$$

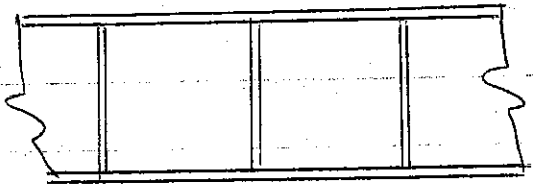
$$M_x = M_y \left( \frac{11}{8} - \frac{5}{8} \frac{h}{t_y} \right) \leq M_y$$

$$f_b = 0.6 F_y \left( 1 \frac{1}{8} - \frac{5}{8} \frac{f_v}{F_y} \right) \leq 0.6 F_y$$

$$\therefore f_b \leq \left( 0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_y} \right) F_y \leq 0.6 F_y$$

قطعات تنوبی قائم -

اگر قرار باشد که ریتور در آن از تقاطع تنوب تمام استاده نشود نباید کمانش طولی بوجود آید.  
لذا باید تنش  $\sigma$  برش در همان از مقدار زیر کمتر شود



$$f_v = \frac{V}{A_w}$$

$$F_v = \frac{C_v V}{F_s} = \frac{C_v F_y}{F_s} = \frac{C_v F_y}{1.67 \sqrt{3}} = \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} \leq \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y$$

در این رابطه  $C_v$  به شرح زیر است:

برای  $C_v \leq 0.8$  (کمانش از جانب طولی)

$$C_v = \frac{3240000 k}{F_y (h/4)^2}$$

برای  $C_v \leq 1$  (کمانش غیر از جانب طولی)

$$C_v = \frac{1610}{(h/4)^2} \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

مقدار  $k$  بصورت زیر است:

$$a/h \leq 1 \rightarrow k = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2}$$

$$a/h \geq 1 \rightarrow k = \frac{4.0}{(a/h)^2} + 5.34$$

$$a/h \rightarrow \infty \Rightarrow k = 5.34$$

آر و اتقا از این تقاطع استاده نشود:

$$C_v = \frac{1610}{(h/4)^2} \sqrt{\frac{5.34}{F_y}} = \frac{3720}{h/4 \sqrt{F_y}} \quad F_v = \frac{C_v F_y}{2.89} = \frac{3720 \sqrt{F_y}}{2.89 h/4} = 0.4 F_y$$



$$\rightarrow h/t = \frac{3720}{2.89(0.4)\sqrt{F_y}} = \frac{3220}{\sqrt{F_y}}$$

که آن قوی رینج استاتیکی است.

$$h/t \leq \frac{3220}{\sqrt{F_y}}$$

خلاصه آنکه:

در هر یک از زمان از قوی رینج استاتیکی جدولی کرده:

توجه این نامه جهت سوراخ ریختن دایره و دایره

$$h/t \leq 260$$

$$f_v \leq \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y$$

اگر  $f_v > \frac{C_v F_y}{2.89}$  شود. امکان این قوی وجود دارد. مقدار  $F_y$  از  $F_v$  بزرگتر

الدرین صورت  
زیرین جدول

$$V_u = F_y h t \left[ \frac{C_v}{\sqrt{3}} + \frac{1-C_v}{2\sqrt{1+(a/h)^2}} \right]$$

$$F_v = \frac{V_u}{1.67 h t_w} = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_v + \frac{1-C_v}{11.45\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] \quad (1.15)$$

چون  $f_v$  قوی وجود دارد لذا این رابطه برقرار است.  $C_v < 1$  و  $C_v < 1$  صادق خواهد بود و ایند

در این صورت استناد از تقویت نام قوی الزام است

در حالت استناد از تقویت نام قوی محدودیت اجزای زیرین وجود دارد.

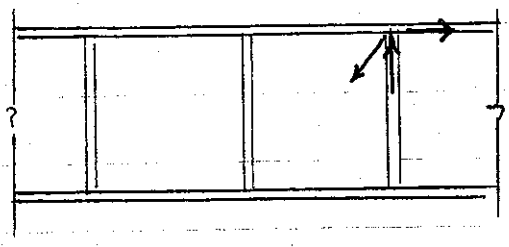
$$a/h \leq \left( \frac{260}{h/t} \right)^2 \leq 3.0$$

در صورت استناد از تقویت نام قوی نیز نباید از مقدار زیر بزرگتر شود.

$$h/t \leq \frac{965000}{\sqrt{F_y (F_y + 1140)}}$$

$$h/e \leq \frac{16600}{\sqrt{F_y}}$$

برای  $a/h \leq 1.5$

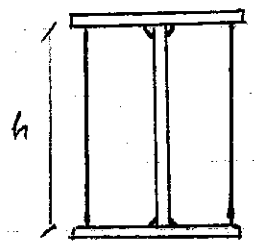


- در این نوع اتصالات بر روی چوب کشش جان در درون جان یا بی توزیع مناسب خواهد داشت لذا از استحکام این نوع این پنلها صرف نظر شود و منبع  $F_v$  در این پنلها به مقدار زیر محدود است.

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y$$

صلبیت مقاطع قائم -

این مقاطع به آجینان صلبیت داشته باشند  $M$  از بر طرف زدن جان عین گانه در کل مقاطع تغییر قائم جدوری کند.

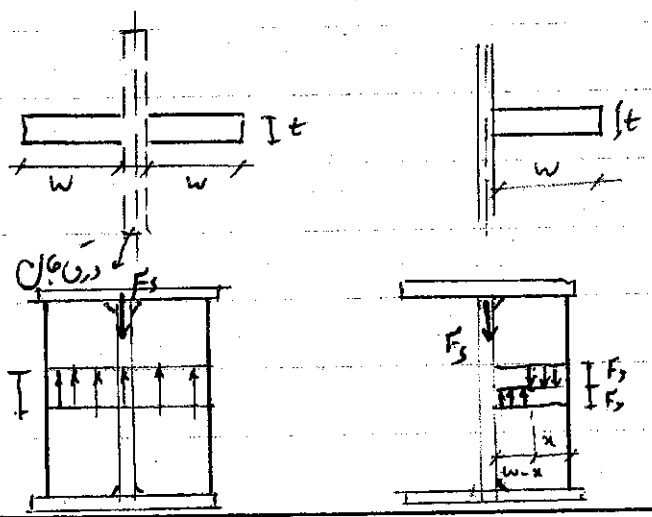


تدریجی قطع سوراخ (فویاردیج) بر چسب آیین نامه نسبت به این صفت  
برای  $a/h \leq 1.5$

$$I_s = (h/30)^4$$

- این رابطه با توجه به نیاز عددی روش ای ماسی به صورت ساده فوق ارائه شده است.

تیین سطح مقطع مقاطع تغییر قائم -



$$F_3 = \frac{F_y (1 - C_v) a t}{2} \left[ 1 - \frac{(a/h)}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right]$$

$$A_{st} = \frac{F_3}{F_{gst}} = \frac{F_y w (1 - C_v) a t}{2 F_{gst}} \left[ 1 - \frac{a/h}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right]$$

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \gamma h t \quad , \quad \gamma = \frac{F_y w}{F_{yst}}$$

این مقدار  $A_{st}$  برای حالت است. قطعات تقویت بت در آن مستعمل نیستند.

دائر نامستعمل است داریم:

$$F_3 = (w - x) t F_y - x t F_y \quad \text{تبادل نیرو} \quad \rightarrow F_3 = (w - 2x) t F_y$$

$$x t F_y (w - \frac{w}{2}) = F_y (w - x) t (\frac{w - x}{2}) \quad \text{تبادل کنز} \quad \rightarrow x = 0.293 w$$

$$\rightarrow F_3 = (w - 2x) t F_y = (1 - 2 \times 0.293) w t F_y \rightarrow F_3 = 0.414 w t F_y = 0.414 A'_{st} F_y$$

$A'_{st}$  سطح مقطع در قطعات تقویت فولاد

$$F_3 = 2 w t F_y = A_{st} F_y \quad \text{در حالت تقویت زوج} :$$

$$A_{st} F_y = 0.414 A'_{st} F_y \quad \rightarrow \quad \boxed{A'_{st} = 2.42 A_{st}}$$

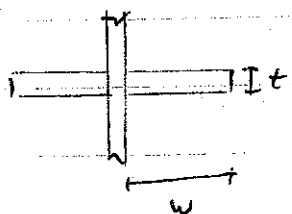
از رابطه تقویت فولاد استفاده شود سطح مقطع بیشتری نیاز است

در تقعات تقویت فولاد از قطر بسیار ترمیم برابر استفاده می شود. در آن تقویت بتی تمام استفاده می شود

در صورتی که بجای بتن از بتی جهت تقعات تقویت تمام استفاده شود عدد 2.42

ب 1.8 تبدیل می آید.

قطعات تقویت تمام بریل عملکردی را باید مطابق جدول زیر از کاتالوگ جدولی تقعات بتی را انتخاب کرد.



$$\frac{w}{t} \leq \frac{790}{\sqrt{F_y}}$$

- برای برسی وضعیت اتصال این قطعہ بہ جان با ترم بہ رابطہ :

$$F_s = \frac{F_y (1 - C_u) a t}{2} \left[ 1 - \frac{a/h}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right]$$

رابطہ فوق الذکر برای برسی رابطہ  $a/h$  در  $a/h = 1.18$  است بہ مقدار حد اکثر آن بہ ازاء  $a/h = \frac{8800}{\sqrt{F_y}}$

$$F_{s \max} = 0.015 h^2 \sqrt{\frac{F_y^3}{E}}$$

بدست آید

برای تعیین تنش حد اکثر استال نبرد از جان بہ قطعہ تقویت  $(h/3)$  از سطح رادرفر رفتہ اند

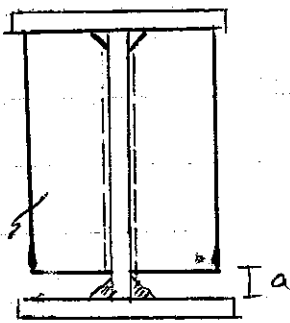
$$f_{vs} = \frac{F_{s \max}}{h/3} = 0.045 h \sqrt{\frac{F_y^3}{E}}$$

برادرفر این فرب اطمینان 1.65 خواهیم داشت

$$f_{vs} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3}$$

باین نبرد  $(d_{avg})$  جرس استال جان بہ قطعہ تقویت  $h$  ہم برابرہ

قطعہ تقویت تا ہم باید بایاری ہل کشی را تا ہمین کند و از نظر سافت نیز حالت عود بدون جان بہ ہل را تا ہمین نماید

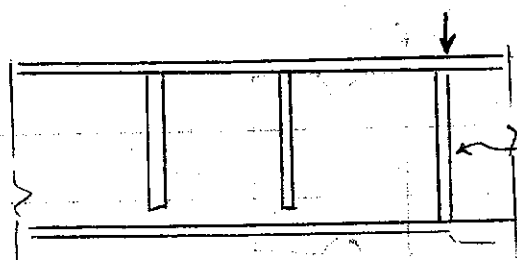


قطعہ تقویت  
جان

قطعہ تقویت میان جیب ہولگیری از روشنگری در نامہ  
اتصال قطعہ بہ ہل کشی از اتصال این قطعہ بہ ہل کشی فیداری لایتم

لذا مقدار  $a$  بہ در رابطہ زیر صدق کند

$$4 t_w \leq a \leq 6 t_w$$

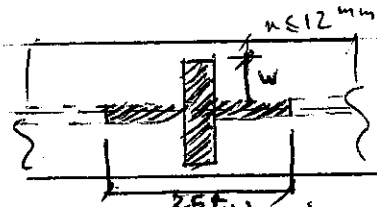
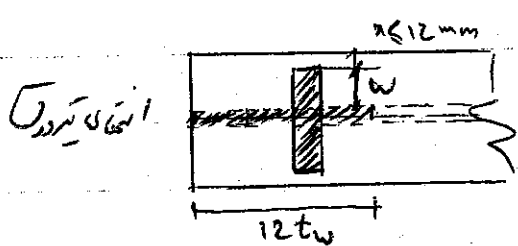


قطعہ تقویت  
جان

جوش اتصال بال نشی با مقطع اتوماتیک زمانه که در جوش به قطع اتوماتیک متصل است باید برای اتصال  
نبرد طراح شود

در حالت هر جوش اتصال به ۱٪ نیروی کشش را بال طراح خواهد کرد.

هرگاه جان تیر درون بر لول در خط محدودی و یا کش دراز بر قائم سوزن بر بال قرار داشته باشد از قطعات  
توتیس کشی استفاده هر شود، در این حالت این قطعات به باکهای کشش کشش را جوش خواهد نمود.



عرض این قطعات باید حدوداً عرض باکهای را بپوشد.

تقریباً از جان تیر درون راستی با سوزن سطح شکل خط کشش است خواهد داشت.

$$F_a \leq 0.75 F_y \Rightarrow F_a \leq (K L / r) \text{ مؤثر}$$

عرض تیر را برون کشش است

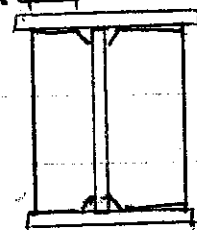
$$A_e \geq \frac{\text{بار سوزن}}{F_a}$$

$$w/t \leq \frac{F_y}{\sqrt{F_y}}$$

این قطعات نیز باید در مکانهای کشش سوزن قرار گیرند.

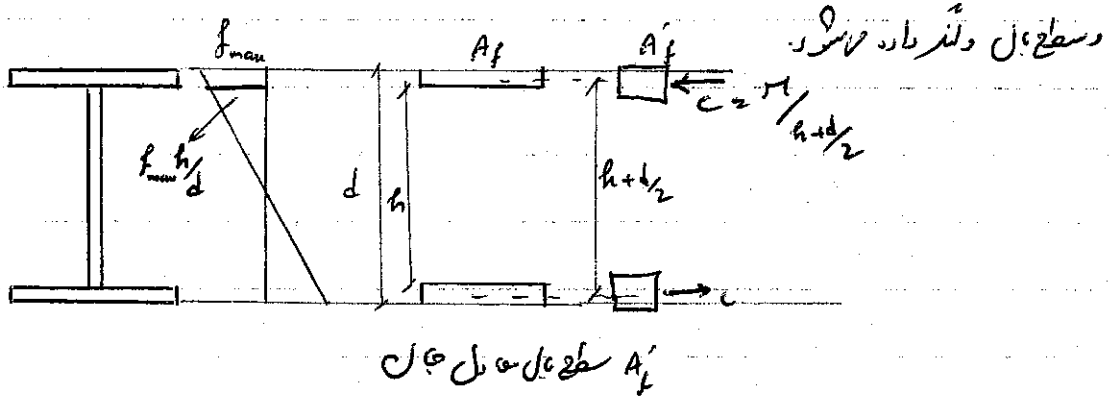
سطح تماس ستیج بال با قطعه اتوماتیک باید در رابطه زیر صدق کند:

$$\text{سطح تماس ستیج} \geq \frac{\text{بار سوزن}}{0.9 F_y}$$



فصلت تندی طولی و تندی عرضی برای کمان رود برای کوه است و از آنجا که AASHTO  
را هم برود

- برای اینکه بتوان ابعاد ساختن تیر درون را قبل از آنکه به آن عین نمود ابتدا رابطه ای بین سطح جابجایی



$$f_{avg} = \frac{مرد}{سطح} = \frac{M}{\frac{h+d}{2}} \left( \frac{1}{A_f + A'_f} \right)$$

$$M = f_{max} \left( \frac{h}{d} \right) \left( \frac{th^2}{6} \right) = \left( f_{max} \frac{h+d}{2d} \right) A'_f \left( \frac{h+d}{2} \right)$$

$$\rightarrow A'_f = \frac{th}{6} \left( \frac{2h}{h+d} \right)^2 \approx A'_f = \frac{A_w}{6}$$

$$f_{avg} = \frac{M}{\frac{h+d}{2}} \left( \frac{1}{A_f + A'_f} \right) \rightarrow A_f = \frac{M}{\left( \frac{h+d}{2} \right) f_{avg}} - A'_f$$

$$f_{avg} = f_{max} \frac{h+d}{2d}$$

$$\rightarrow A_f = \left[ \frac{M}{f_{max} h} \left( \frac{d}{h} \right) - \frac{A_w}{6} \right] \left( \frac{2h}{h+d} \right)^2 \approx \boxed{A_f = \frac{M}{fh} - \frac{A_w}{6}}$$

در سطح مقطع تیر درون با  $A_g = 2C_1 A_f + C_2 h t$   $C_1$  و  $C_2$  بریت ضابط تغییرات ال

هستند.

نوع دوم بر روی رابطه بالا داریم.

$$A_g = 2C_1 \left( \frac{M}{fh} - \frac{ht}{6} \right) + C_2 ht$$

اگر ثابت  $K = \frac{h}{t} = \frac{C_1}{C_2}$

$$\frac{\partial A_g}{\partial h} = 0 \Rightarrow A_g = 2C_1 \left( \frac{M}{fh} - \frac{h^2}{6k} \right) + C_2 \frac{h^2}{k}$$

$$\Rightarrow 0 = -6C_1 Mk - 2C_1 h^3 f + 6C_2 h^3 f$$

$$\Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{3M C_1 k}{f(3C_2 - C_1)}} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{3Mk}{2f}} \quad (C_1 = C_2 = 1)$$

اگر فرض کنیم وزن تیر در آن

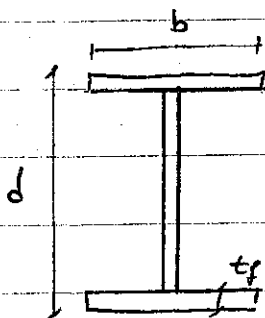
$$.785 A_g = 2 \frac{h^2}{k} \Rightarrow .785 \left( 2 \frac{h^2}{k} \right) = 2.057 \sqrt[3]{\frac{M^2}{f^2 k}}$$

اگر ثابت  $t =$

$$- \frac{2C_1 M t}{f^2 h^2} - \frac{C_1 t}{3} + C_2 t = 0 \Rightarrow h = \sqrt{\frac{6C_1 M}{ft(3C_2 - C_1)}} \sim \sqrt{\frac{3M}{ft}}$$

$$.785 A_g = 1.81 \sqrt{\frac{M t}{f}} \quad (kg/m)$$

درست در آن -



1- نسبت  $\frac{b}{d}$  بین 2.3 و 2 است

2- تغییر عرض بال 50 است

3- تغییر ضخامت بال  $t_f \leq 14 mm$

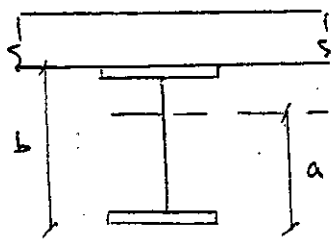
13.2 " " " "  $15 \leq t \leq 38$

6.2 " " " "  $t > 38$

تیر درون (ی در کانه محلق -

- بر کانه از تیر فولادی ، در نوع فولاد (بلینج برای بال و کیت نوع برای جان) استفاده شود ، تیر درون در کانه محلق بر وجود مراکز (دقت کانه نظریت نه را بالای دارد ، استفاده از این نوع تیر تدریس مهندسات -
- چون در ایست جان بلینج فولادی زدتر ، تسلیم مایه و بار خود را هم آن مستقل می کند مانند حالت تیر درون در کانه ، به دسترس هم از بال بلینج فولادی تسلیم در نظر آید .

$$F_b = F_b \left[ 1 - \frac{\beta \psi (1 - \alpha^2) (3 - \psi + \alpha \psi)}{6 + \beta \psi (3 - \psi)} \right]$$



$\psi$ : نسبت کانه سطح همان تیر از آن عرض به ارتفاع کانه تیر

$$\alpha = \frac{U \cdot F_b}{J \cdot F_b}$$

$$\beta = \frac{A_w}{A_f}$$



مثال - مقطع فلک 6 م (ک) کدر برود (ک)  $M_D = 120 \text{ kN.m}$  و  $M_L = 280 \text{ kN.m}$  را کل کت

جان نیغ از فولاد  $F_y = 2333 \text{ bar}$

بال و  $F_y = 6800 \text{ bar}$

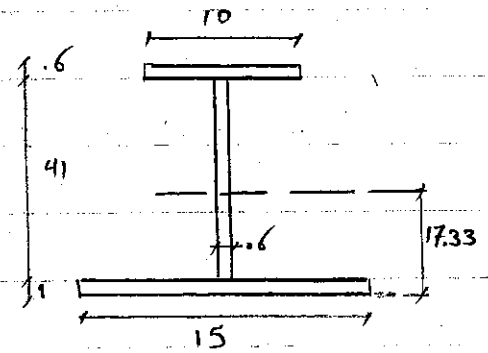
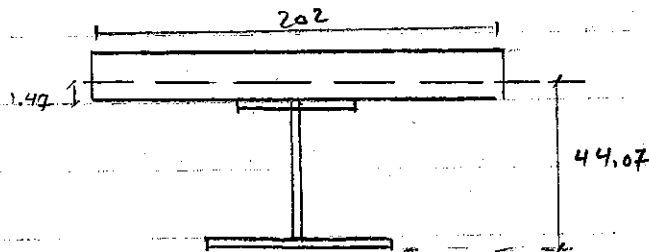
$n = 9$  ،  $f'_c = 210$  ،  $t_s = 12 \text{ cm}$  ،  $n = 24$  (فواصل تیر)

تیر (تیر در 6 م کدر برود نیستند)

$$S_{cr} = \frac{M_D + M_L}{\cdot 6 F_y} = \frac{(120 + 280)(10^4)}{\cdot 6(6800)} = 980 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{M_D}{F_s} = \frac{120 \times 10^4}{\cdot 6(6800)} = 294 \text{ cm}^3$$

$b_E$   $\left\{ \begin{array}{l} < \\ < \\ < 16(12) + 10 = 202 \text{ cm} \end{array} \right.$



$I = 118.64 \text{ cm}^4$

$S_s = 685 \text{ cm}^3$  (تیر)

$S_s = 469.5 \text{ cm}^3$  (بال)

$I = 53230 \text{ cm}^4$

$S_{cr} = 1208 > 980$

کنترل من:

$$F'_b = F_b \left[ 1 - \frac{\beta \psi (1 - \alpha^2) (3 - \psi + \alpha \psi)}{6 + \beta \psi (3 - \psi)} \right] = 0.82 F_b = 3337 \text{ bar} *$$

$\beta = \frac{A_w}{A_f} = \frac{41 \times 6}{15 \times 1} = 1.64$  ،  $\alpha = \frac{2333}{6800} = 0.643$  ،  $\psi = \frac{44.07}{42.6} =$

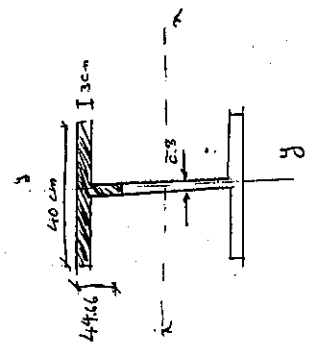
$$F'_b = F_b \left[ \frac{12 + \beta (3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\beta} \right] = 3637 \text{ bar} *$$

\* الزمیت از مقدار همان استاده نمود

$$A_p = \frac{M}{F_b h} = \frac{52.5 \times 10^3}{0.6 \times 250 \times 240} = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2t_f} \sqrt{\frac{F_y}{F_y}} = 16.27 \Rightarrow \begin{cases} b = 40 \text{ cm} \\ t_f = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_p = 1120 > 112$$



۱- بررسی قوس و انحنای:

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{375}{500} = 0.75$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 2.13 < 2.3$$

$$C_b = 2.13$$

رسم (شکل ۱-۱۳) طریقه است

$$I_y = 3 \times \frac{40^3}{12} + 41.66 (0.8)^3 / 12 \Rightarrow I_y = 16000 \text{ cm}^4$$

$$A = 40 \times 3 + 0.8 \times 41.66 = 153.32$$

$$z_t = \sqrt{\frac{16000}{153.32}} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{2t} = \frac{500}{2 \times 10.2} = 49 < \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} = 58.1 \Rightarrow F_b = 0.6 F_y = 1440$$

۱- محسوسات طراح ترسکان برده شده طریقه مدتی میماند و در هر تیر ۵ تیر در هر دو طرف صفت برداریم صورت بر است در مدار ST37 است

۱- صفت برداریم در هر دو طرف

۲- محسوسات (۶)

$$h = \frac{f}{8} = \frac{2000}{8} = 250 \text{ cm}$$

$$h = 250 \text{ cm}$$

۳- صفت برداریم (۶)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{984200}{\sqrt{F_y(F_y + 1160)}} = \frac{984200}{\sqrt{2400(2400 + 1160)}} = 336.7$$

۴- محسوسات در هر دو طرف است

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16770}{\sqrt{F_y}} = \frac{16770}{\sqrt{2400}} = 342$$

$$t_w = 0.8 \Rightarrow \frac{250}{0.8} \leq 336.7 \text{ (or } 342) \Rightarrow$$

$$t_w = 0.8$$

$$M_{min} = 500 + 25 = 525 \text{ t.m}$$

$$M_{min} = 500 + 25 = 525 \text{ t.m}$$

۸- کنترل برش: فرض بر این است که زمینها شیب تند دارند

$$\frac{c_v}{h} < 1 \rightarrow K = 4 + \frac{5.34}{(15\% \frac{150}{250})^2} = 18.33$$

تایمپل  
 $c_v = \frac{3163500 \times 16.33}{2400(25\% \cdot 8)^2} = 0.25 < 0.8$

برش  
 $F_v = \frac{2400}{2.89} \left[ 0.25 + \frac{1 - 0.25}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{150}{250}\right)^2}} \right] = 670 < 0.4 F_y = 960$

مادر برش  
 $R = 112.5 + 5 = 117.5t$

$f_v = \frac{117.5 \times 10^3}{250 \times 0.8} = 587.5 < 670 \text{ o.k.}$

۹- کنترل تنش خمناهی: (از متوالی تنش خمناهی)

$f_v = \frac{12.5 \times 10^3}{250 \times 0.8} = 62.5 \text{ kg/cm}^2$

$F_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 F_y = 1440 \\ (825 - 0.375 \frac{62.5}{670}) 2400 = 1896 \end{array} \right.$

$\rightarrow F_b = 1440 \text{ kg/cm}^2$

$U = \frac{525 \times 10^5 \times 125}{5362477} = 1223.8 < 1440 \text{ o.k.}$

کنترل سوراخ جوش:  $I_{xx} = \frac{0.3 \times 250^3}{12} + 2 \left[ \frac{40 \times 3^3}{12} + 3 \times 40 \left( 125 + \frac{3}{2} \right)^2 \right] = 4882337$

$U = \frac{M.C}{I} = \frac{525 \times 10^5 \times (125 + 3)}{4882337} = 1376 < 1440 \text{ o.k.}$

تند بی تنش بر سر آن در صورت نیاز

$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{.8} = 312.5$

$\frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 167 < 312.5 \rightarrow$  بر این اوضاع، تنش بر سر آن لایم

$F'_b = F_b \left[ 1 + 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right]$

$F'_b = 1440 \left[ 1 + 0.0005 \frac{.8 \times 250}{3 \times 40} (312.5 - 167) \right] = 0.88 \times 1440$

$F'_b = 1266 < 1376 \text{ N.G}$

لازم است بر سر آن 5cm اضافه کنیم

$I_{xx} = 4882337 + 2 \left[ \frac{5 \times 3^3}{12} + 5 \times 3 \times 126.5^2 \right] = 5362477$

$U = \frac{525 \times 10^5 \times 126}{5362477} = 1253.2 < 1266 \text{ o.k.}$

$\frac{h}{t_w} = 312.5 > 260 \rightarrow$  رقت تقویت نیاز داریم

۷- برش ورقها شیب تند

$\frac{c_v}{h} < M.N \left[ \left( \frac{260}{312.5} \right)^2 \right] = M.N (0.692, 3)$

$\rightarrow 0.8 < .692 \times 250 = 173$   $\rightarrow \frac{c_v}{h} = \frac{150}{250} < 15$

۱۰- براساس این ایرارسیب از به دست آمد

$$F_{bearing} = \left[ 2 + \frac{4}{\left(\frac{150}{250}\right)^2} \right] \frac{70300}{\left(\frac{250}{0.8}\right)^2} = 94.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 50 + 5 = 55 \text{ kg/cm}$$

$$f = \frac{9}{t_w} = \frac{55}{.8} = 68.75 < 94.38 \text{ OK}$$

۱۱- به دست آمده برهه مرکز ثقل از تقویم گنبد که از استفاده از برهه

$$P_{VS} = 250 \sqrt{\left(\frac{2400}{140.3}\right)^3} = 560 \text{ kg/cm}$$

اگر  $P_{VS}$  بگرفت (۵) زبده برهه بران  $P_{VS}$  راه حل دارد

$$P_{VS} = 560 \times \frac{587.5}{670} = 491 \text{ kg/cm}$$

$$D_{min} = 5 \text{ mm}$$



$$2 \times 650 D = 0.4 f_y t_w = 0.4 \times 2400 \times 0.8$$

$$D_{max} = 5.9 \text{ mm}$$

برای با برهه  $D = 5$  این سبب است

$$R_w = 650 D = 650 \times 0.5 = 325 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{f_v}{4} = \frac{491}{4} = 122.75 < 325$$

$$\text{ردم بر سطح} = \frac{122.75}{325} \times 100 = 37.8$$

ماتریس برش سطح ضعیف AISC :  
ماتریس برش سطح ضعیف طبق معادله AISC بر 40mm (در بر 40) (۱۷-۱۷-۵)

ردم نام با مس مرکز مرکز برش سطح = 10cm

$$\text{ردم بر سطح} = \frac{4}{10} \times 100 = 40 > 37.8$$

اینجا  $5 \text{ cm} =$  طول برش

$$5 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 16 t_w = 12.8 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ OK}$$

۱۲- جبراً فرض

$$\frac{a}{.8} \leq \frac{2920}{\sqrt{587.5}} \Rightarrow a \leq 96.38 < 100$$

۱۳-  $a = 100$  این سبب است

$$y = 1 \text{ , } D = 1 \text{ , } h = 250 \text{ , } t_w = .8$$

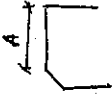
$$A_{st} = .25$$

$$A_{st} = \frac{1-.25}{2} \left[ \frac{150}{250} - \frac{\left(\frac{150}{250}\right)^2}{\sqrt{4 \left(\frac{150}{250}\right)^2}} \right] \times 1 \times 250 \times .8$$

$$A_{st} = .38 \times .29 (250 \times .8) = 21.85 \text{ cm}^2$$

$$A = 2 \times 15 \times .8 = 24 \text{ cm}^2 > 21.85 \text{ OK}$$

$$I_{xx} = 2 \times .8 \times 15^3 \frac{1}{3} = 1800 \text{ , } \left(\frac{h}{50}\right)^4 = \left(\frac{250}{50}\right)^4 = 625$$



$$A > \frac{P}{q_{sy}} = \frac{117.5 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 54.4$$



$$\frac{54.4}{4 \times 1.2} = 11$$

طراسه دین

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

$$Q_f = A\bar{y} = 3 \times 45 \left( \frac{250}{2} + \frac{3}{2} \right)$$

$$V_{max} = 87.5, I = 5362476.7, t_w = 0.8$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{VQ}{It} = \frac{87.5 \times 3 \times 45 \left( \frac{250}{2} + \frac{3}{2} \right)}{5362476.7 \times 0.8} = 6500 \Rightarrow D \text{ بزرگ}$$

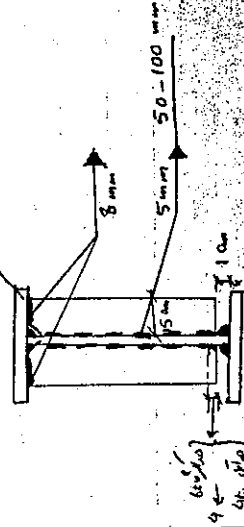
$$(t = 3 \text{ mm}) \Rightarrow D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{در صورت همگی} = \frac{\tau_w}{\rho_w} \times 100 =$$

$$= \frac{1065 \text{ t}}{\sqrt{2400}} = \frac{1065 \times 0.8}{\sqrt{2400}}$$

تغییر کرنش

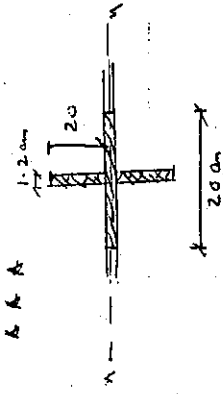
توزیع تنش



مدرک 4  
مدرک 4

معموداتی که توسط بار  
رشد یافته است، در مرکز

$$a = 100 \Rightarrow c_w = 0.5 \rightarrow A_{st} = 25 \times 25 \times A_w$$



۱۵ - ۱۵

$$25t_w = 25 \times 10.8 = 270 \text{ cm}$$

$$A = 20 \times (1.2 \times 2 + 20 \times 0.8) = 64 \text{ cm}^2$$

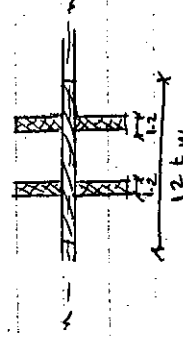
$$I_{xx} = 1.2 \times \frac{40.8^3}{12} + \frac{(20 - 1.2) \times 8^3}{12} = 6792.5 \text{ cm}^4$$

$$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = \sqrt{\frac{6792.5}{64}} = 10.3 \text{ cm}$$

$$A = \frac{75 \times 250}{10.3} = 18.2 \rightarrow F_{ax} = 18.2 \times 10^3$$

$$P = 25 \text{ t} \Rightarrow P < F_{ax}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{20}{1.2} = 16.6 < 16.27$$



$$12t_w = 12 \times 0.8 = 9.6 \text{ cm}$$

$$P = 117.5 \text{ t}$$

$$I_{xx} = 2 \times 6792.5 = 13585$$

$$A = 20 \times 1.2 \times 4 + 9.6 \times 8 = 103.7$$

$$r_{xx} = 11.45$$

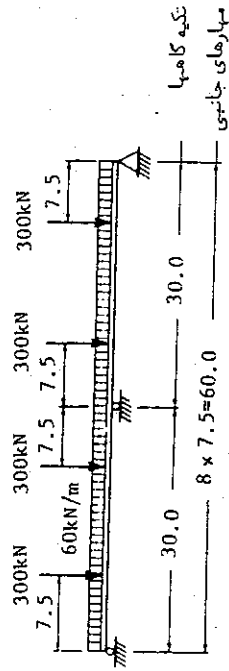
$$\frac{KL}{r} = \frac{75 \times 250}{11.45} = 16.4$$

$$F_{ax} = 117.5$$

در صورت همگی

### مثال عددی جهت طراحی تیر ورق

مطلوبست طراحی یک تیر ورق یکسره که باری گسترده و یکساخت با شدت  $60\text{ kN/m}$  را تحمل می‌کند. برای تیر ورق چهار بار متمرکز برابر با  $300\text{ kN}$  نیز وارد می‌شود (به شکل ۱۱-۴۵ مراجعه شود) پایداری جانبی این تیر ورق توسط تکیه‌گاههای جانبی در فواصل  $7.5\text{ m}$  تأمین خواهد شد.



(شکل ۱۱-۴۵)

مشخصات دیگر مورد نیاز

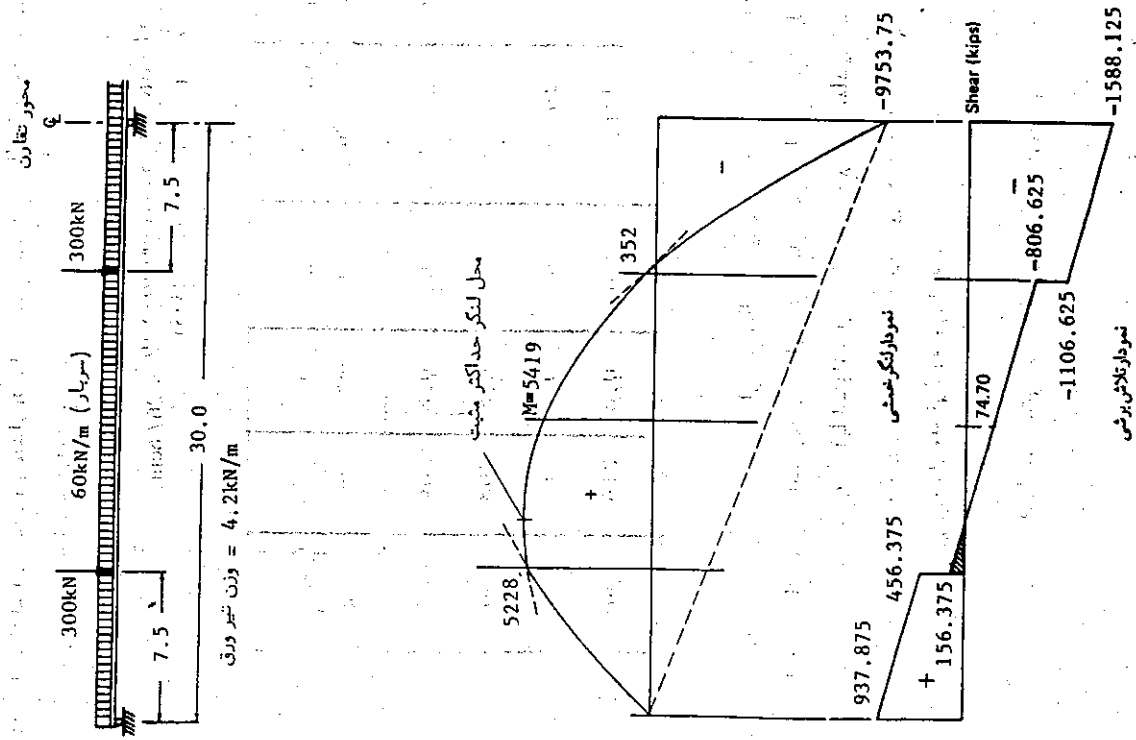
- ۱- کلیه بارها حالت ثابت دارند یعنی تغییر محل نمی‌دهند.
- ۲- ارتفاع تیر ورق ثابت خواهد بود، نوع فولاد ورق جان در ناحیه لنگر مثبت فولاد نرمه و در ناحیه لنگر منفی فولاد اعلا خواهد بود.
- ۳- فرض می‌شود که نازکترین ورق فولادی برای جان تیر ورق فولاد  $8\text{ mm}$  ضخامت باشد.

- ۴- فرض می‌شود که هیچ نوع ضابطه‌ای برای محدودیت ارتفاع تیر ورق وجود نداشته باشد و بتوان هر نوع تیر ورق ظرفی را بدون هزینه اضافی جایگزین نمود.
- ۵- توجه داشته باشید که طول  $7.5\text{ m}$  برای فواصل مهارهای جانبی طول نامتعارف می‌باشد و مقدار فوق‌الذکر در این مثال تنها برای توضیح نکات مربوط به آن ذکر شده است.

حل : (الف) : حدس اولیه برای ورق تیر ورق

مقدار حداکثر لنگر خمشی برای بارهای وارده به صورت زیر معین می‌شود.

از  $w = 396 \text{ daN/m}$  یعنی  $420 \text{ daN/m}$  در شکل (۴۶-۱۱) نمودار مقادیر لنگر خمشی و تلاش برشی تعیین شده است.



شکل (۴۶-۱۱) - نمودار لنگر خمشی و تلاش برشی تیر سرتاسری شکل (۴۵-۱۱)

$$+M = 5157 \text{ kN.m}$$

$$-M = 9281 \text{ kN.m}$$

چون محدودیتی برای ارتفاع تیر ورق وجود ندارد لذا باید از ضوابط محدود کننده آیین نامه در مورد  $h/t$  استفاده کنیم (با توجه به معادلات (۱۱-۱) و (۱۱-۲)).  
 برای فولاد نرمه (اگر  $1.5 \leq a/h \leq 343$ ) حداکثر  $h/t = 339$  حداکثر  
 برای فولاد اعلا (اگر  $1.5 \leq a/h \leq 277$ ) حداکثر  $h/t = 234$  حداکثر  
 می‌دانیم که مقدار تنش تسلیم برای فولاد نرمه 2333 bar و برای فولاد اعلا 3600 bar گرفته می‌شود.

بر طبق آنچه گذشت اگر مقدار  $\frac{h}{t}$  بیش از مقدار مذکور در رابطه (۱۱-۶) گردد تقلیل تنش مجاز در بال تیر ورق الزامی خواهد بود، لذا بازه مقادیر:

$$h/t > 168 \text{ برای فولاد نرمه}$$

$$h/t > 135 \text{ برای فولاد اعلا}$$

تقلیل تنش در بالها الزامی خواهد بود. برای این که بتوان وزن تیر ورق را حدس زد فرض می‌شود که  $K = h/t = 250$  باشد، چون لنگر مثبت  $M = 5157 \text{ kN.m}$  است، اگر حداکثر تنش  $f = 1400 \text{ bar}$  فرض شود با استفاده از معادله (۱۱-۱۲) داریم:

$$\text{daN/m} = 2.057 \sqrt{\frac{M^2}{f^2 K}}$$

$$= 2.057 \sqrt{\frac{51570000^2}{1400^2 \times 250}} = 361.5$$

اگر وزن تیر ورق 360 daN/m فرض شود مقدار حداکثر مثبت خواهد شد:

$$+M = 5381 \text{ kN.m}$$

چون نسبت دو لنگر مثبت و منفی یعنی  $-M/+M$  بیش از نسبت تشبیهای تسلیم فولادهای جان و بال می‌باشد لذا برای مقابله با لنگر منفی به ضخامت بیشتری برای بال لازم خواهد بود؛ لذا وزن متوسط تیر ورق بیشتر از 360 daN/m خواهد شد و چون باید در حدود ده درصد برای وزن قطعات تقویتی در نظر بگیریم وزن متوسط تیر ورق را قدری بیشتر

(ب) : تعیین ابعاد ورق جان

برای لنگر M+ با علم بر نریمه بودن فولاد جان و فرض این که  $C_1 = C_2 = 1$  می باشد با استفاده از معادله (۱۱-۱۲۸) مقدار  $h$  برای مقادیر مختلف  $K = \frac{h}{t}$  در محدود مقادیر حداکثر K به صورت زیر محاسبه خواهد شد

$$h = \sqrt[3]{\frac{3MK}{2f}} = \sqrt[3]{\frac{3(54190000)(330)}{2(0.6 \times 2333)}} = 267.6 \text{ cm}$$

$\frac{h}{t} = K$	از فرمول $h$ cm	$h$ cm	$t$ cm	$A_w$ cm <sup>2</sup>	$f_v = \frac{v}{A_w}$ bar	واقعی $\frac{h}{t}$
300	259.2	255	0.8	204	460	319
315	263.5	260	0.8	208	450	325
330	267.6	265	0.8	212	454	331
343	271.	270	0.8	216	434	338

دیده می شود بر اساس لنگر خمشی مثبت ارتفاع مطلوب تیر در محدوده مقدار حداکثر لاغری جان 268 تا 270 سانتیمتر خواهد بود. مقدار تنش مجاز برشی برای یک چنین لاغری جان با فولاد نرمه ( $F_y = 2333 \text{ bar}$ ) (با استفاده از رابطه ۱۱-۸۴ برای مقادیر آیین نامهای  $\frac{a}{h}$ ) در حدود 700 bar معلوم می شود که نشان می دهد مقدار سطح جان ( $A_w = 216 \text{ cm}^2$ ) سطحی بیش از مقدار لازم می باشد.

مقدار مناسب  $h$  را برای لنگر خمشی منفی (M-) محاسبه می کنیم.

$$h = \sqrt[3]{\frac{3MK}{2F}} = \sqrt[3]{\frac{3(97537500)(230)}{2(0.6 \times 3600)}} = 249.8$$

$\frac{h}{t} = K$	از فرمول $h$ cm	$h$ cm	$t$ cm	$A_w$ cm <sup>2</sup>	$f_v = \frac{v}{A_w}$ bar	واقعی $\frac{h}{t}$
210	242.3	245	1.1	270	598	223
230	249.8	250	1.1	275	577	245
250	256.8	255	1.1	281	635	227
277	265.7	265	1.1	292	545	250

بر طبق این محاسبات دیده می شود که می تواند ارتفاعی بین ۲۴۵ و ۲۷۰ سانتیمتر از نظر لنگر خمشی اقتصادی باشد. ولی چون بدلیل بالا بودن لاغری جان (یعنی  $h/t$ ) باید از قطعات تقویتی قائم لاغری های بالا تعداد قطعات تقویتی قائم نیز تقریباً ثابت می ماند لذا به نظر نمی رسد که تقلیل فولاد پال حاصل از افزایش ارتفاع تیر ورق بتواند جبران افزایش فولاد در قطعات تقویتی قائم را بنماید. در هر صورت بهتر است ارتفاع جان را مضربی از ۵ سانتیمتر گرفت.

ترکیب تنش برشی و خمشی در جان تیر ورق را نباید از نظر دور داشت مخصوصاً زمانی که همانند این مسأله حداکثر خمش هردو در مقطع تکیه گاه میانی تیر حادث شده باشند. در یک چنین حالتی باید مقدار حداکثر تنش برشی را اندکی کمتر از تنش برشی مجاز گرفت تا بتوان از کل ظرفیت خمشی جان در برابر لنگر خمشی موجود در مقطع استفاده نمود.

برای این که محاسبات ما یک چنین انعطافی داشته باشد مقدار  $h = 255 \text{ cm}$  گرفته می شود

برای لنگر M+



با استفاده از رابطه (۱۱-۱۲) سطح مقطع بال غیر ورق را معین می‌کنیم.

$$A_f = \frac{M}{h} - \frac{A_w}{6} = \frac{97537500}{1966 \times 255} - \frac{255}{6} = 152 \text{ cm}^2$$

برای بال ورق  $PL 600 \times 26$  انتخاب می‌کنیم یعنی  $A_f = 156 \text{ cm}^2$   
حالت تنش خمشی را در بال تیر ورق مورد بررسی قرار می‌دهیم

$$r_T = \sqrt{\frac{(60)^3 (2.6) / 12}{60 \times 2.6 + 255/6}} = 15.35 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{750}{15.35} = 48.8 < 60 \quad F_b = 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ bar}$$

برای تعیین تنش مجاز تقلیل یافته خمشی بال داریم.

$$\frac{A_w}{A_f} = \frac{255}{60 \times 2.6} = 1.63$$

$$F_b = 2160 \left[ 1.0 - 0.0005 \times 1.63 \left( 255 - \frac{6300}{\sqrt{2160}} \right) \right] = 1950 \text{ bar}$$

حالت مقدار تنش موجود در بال را معین می‌کنیم.

$$S = \left[ 60 (255 + 2 \times 2.6) / 12 - (60 - 1) (255)^3 / 12 \right] / \left( \frac{255 + 2 \times 2.6}{2} \right) = 50406 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{M}{S} = \frac{97537500}{50406} = 1935 < F_b = 1950$$

بدین طریق ابعاد ورق بال تأیید می‌شود.

د- انتخاب ورق بال برای لنگر خمشی مثبت

اگر عرض بال را همان ۶۰ سانتیمتر بگیریم مانند بند (ج) خواهیم داشت.

$$r = 0.288b = 0.288 \times 60 = 17.28$$

$$F_y = 2333 \text{ bar} \quad h/t = 319 \quad PL 2550 \times 8$$

برای لنگر M-

$$F_y = 3600 \text{ bar} \quad h/t = 255 \quad PL 2550 \times 10$$

ج- انتخاب ورق بال برای لنگر منفی

مقدار تنش مجاز خمشی را باید با علم بر فواصل مهارهای جانبی بال فشاری (یعنی ۷/۵ متر) حدس زد. در اینجا نیز از فرمولهای آئین نامه AISC نظیر رابطه (۹-۶۶) استفاده خواهیم کرد. اگر نسبت عرض به ارتفاع تیر ورق را  $b/d = 0.25$  بگیریم. عرض تیر ورق  $b = 60 \text{ cm}$  گرفته خواهد شد. با استفاده از مقدار شعاع ژیراسیون مستطیل نسبت به محور تقارن آن خواهیم داشت.

$$r = b/\sqrt{12} = 0.288b = 17.28 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{L}{r_T} \right) = \frac{750}{17.28} = 43.4$$

با در نظر گرفتن تغییرات لنگر خمشی در حوزه لنگر منفی حداکثر داریم.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{352}{9754} \right) + 0.3 \left( \frac{352}{9754} \right)^2 = 1.79$$

$$2690 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}} = 2690 \sqrt{\frac{1.79}{3600}} = 60$$

چون  $L/r_T < 60$  می‌باشد لذا تنش مجاز خمشی  $F_b = 0.60 F_y$  خواهد بود. برای تعیین مقدار واقعی تنش مجاز خمشی بال به دلیل بالا بودن لاغری جان از رابطه (۱۱-۷) استفاده می‌کنیم.

$$F_b = F_y \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t} - \frac{6300}{\sqrt{F_b}} \right) \right] = 0.6 \times 3600 \left[ 1 - 0.0005 (1.5) \left( 255 - \frac{6300}{\sqrt{0.6 \times 3600}} \right) \right] = 1966 \text{ bar}$$

$$f = \frac{M}{S} = \frac{54190000}{45234} = 1198 \text{ bar} < F_b = 1251 \text{ bar Ok}$$

پس ابعاد ورق بال تایید می شود.

هـ- فواصل قطعات تقویتی قائم در حوزه لنگر خمشی مثبت

با استفاده از رابطه (۷۹-۱۱) مقدار تنش مجاز برشی را معین خواهیم کرد ، مقدار تنش موجود برشی برابر است با :

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{93787.5}{204} = 460 \text{ bar}$$

اگر فرض شود که  $F_v = 460 \text{ bar}$  باشد خواهیم داشت (رابطه ۷۹-۱۱)

$$c_v = \frac{2.89 F_v}{F_y} = \frac{2.89 \times 460}{2333} = 0.57$$

با استفاده از معادله (۹-۱۱) داریم :

$$c_v = \frac{3240000k}{F_y \left(\frac{h}{t}\right)^2} = 0.57$$

$$\text{لازم } k = \frac{0.57 \times 2333 \times 319^2}{3240000} = 41.7$$

بازاء  $a/h < 1$  داریم (رابطه ۶-۱۱)

$$k = 4.0 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 41.7$$

$$\text{(حد اکثر)} \frac{a}{h} = 0.38$$

$$\text{(حد اکثر)} a = 96 \text{ cm}$$

در پانل اول فواصل دو قطعه تقویتی قائم ۹۰ cm گرفته می شود .

در پانل دوم با استفاده از روابط (۷۹-۱۱) و (۸۴-۱۱) که اثر میدان کششی را نیز منظور می کند مقدار تنش مجاز برشی را محاسبه خواهیم کرد .

$$\frac{L}{r_T} = \frac{750}{17.28} = 43.4$$

$$2690 \sqrt{\frac{c_b}{F_y}} = 2690 \sqrt{\frac{1}{2333}} = 55.7 > \frac{L}{r_T} F_b = 0.6 F_y = 1400 \text{ bar}$$

حال با توجه به تقلیل تنش مجاز خمشی بال به صورت زیر حدس زده می شود .

$$F_b = 1400 \left[ 1.0 - 0.0005 \times 1.5 \left( 319 - \frac{6300}{\sqrt{1400}} \right) \right] = 1242 \text{ bar}$$

بدین ترتیب سطح بال فشاری خواهد شد .

$$A_r = \frac{M}{f_t h} = \frac{54190000}{1242 \times 255} = 137 \text{ cm}^2$$

برای بال ورق  $24 \times 600 \text{ PL}$  انتخاب می کنیم یعنی  $A_r = 144 \text{ cm}^2$  حال تنش خمشی را در بال تیر ورق مورد بررسی قرار می دهیم

$$r_T = \sqrt{\frac{(60)^3 (2.4)/12}{60 \times 2.4 + 204/6}} = 15.58 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{750}{15.58} = 48.1 < 55.7 F_b = 1400 \text{ bar}$$

برای تعیین تنش مجاز تقلیل یافته خمشی بال داریم .

$$\frac{A_w}{A_r} = \frac{204}{144} = 1.42$$

$$F_b = 1400 \left[ 1.0 - 0.0005 \times 1.42 \left( 319 - \frac{6300}{\sqrt{1400}} \right) \right] = 1251 \text{ bar}$$

حال شدت تنش خمشی را در بال تیر ورق معین می کنیم .

$$S (\text{اساس مقطع}) = \left[ 60 (255 + 2 \times 2.4)^3 / 12 - (60 - 0.8) (255)^3 / 12 \right] / \left( \frac{255 + 2 \times 2.4}{2} \right) = 45234 \text{ cm}^3$$

$$\frac{750 - 90}{4} = 165 \text{ cm}$$

در حد فاصل 7.5 متر و 15 متر از انتهای تیر چون باید بازهم  $a \leq 168 \text{ cm}$  باشد لذا فواصل قطعات تقویتی را برابر با مقدار زیر می‌گیریم.

$$\frac{750}{5} = 150 \text{ cm}$$

در حد فاصل 15 متر و 22/5 متر از انتهای تیر چون هنوز مقدار برش از مقدار برش در پانل دوم (یعنی  $876.885 \text{ kN}$ ) کمتر است لذا بازهم حداکثر فواصل قطعات تقویتی 168 cm بوده و می‌توان از 5 فاصله 5 سانتیمتری استفاده کرد.

و - فواصل قطعات تقویتی قائم در حوزه لنگر خمشی منفی

مقدار تلاش برشی حداکثر در تکیه‌گاه میانی برابر با  $V = 1588.125 \text{ kN}$  است، لذا مقدار تنش برشی خواهد شد.

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{1588125}{255} = 623 \text{ bar}$$

مقدار حداکثر فواصل فیود تقویتی قائم را از رابطه (۸۵-۱۱) معین می‌کنیم.

$$\frac{a}{h} \leq \left( \frac{260}{\frac{h}{t}} \right)^2 \leq 3$$

$$\frac{a}{h} \leq \left( \frac{260}{255} \right)^2 = 1.04$$

مقدار حداکثر تنش خمشی در جان از رابطه زیر بدست خواهد آمد.

$$f_b = 1935 \frac{255/2}{(255 + 2 \times 2.6)/2} = 1896 \text{ bar}$$

چون

$$\frac{f_b}{0.6F_y} = \frac{1896}{0.6 \times 3600} = 0.878 > 0.75$$

$$V = 937.87.5 - 0.90 (64.2) = 880.095 \text{ kN} \text{ (تلاش برشی)}$$

$$f_v = \frac{880.095}{204} = 431.4 \text{ bar}$$

با استفاده از رابطه (۸۴-۱۱) و با فرض این که  $a$  بیشترین مقدار خود را داشته‌باشد داریم (رابطه ۱۱-۸۵).

$$\left( \frac{a}{h} \right) \leq \left( \frac{260}{\frac{h}{t}} \right)^2 \leq 3.0$$

$$\frac{a}{h} \leq \left( \frac{260}{319} \right)^2 \frac{a}{h} = 0.66$$

$$\frac{a}{h} < 1.0 \quad k = 4.0 + 5.34 / (0.66)^2 = 16.26$$

از رابطه (۹-۱۱) مقدار  $C_v$  معلوم می‌شود.

$$C_v = \frac{3240000 \times 16.26}{2333 \times 319^2} = 0.222$$

و بالاخره مقدار مجاز تنش برشی  $F_v$  از رابطه (۸۴-۱۱) محاسبه خواهد شد.

$$(F_v) F_v = \frac{2333}{2.89} \left[ 0.222 + \frac{1 - 0.222}{1.15 \sqrt{1 + 0.66^2}} \right]$$

$$= 807.3 [0.222 + 0.565] = 635 \text{ bar} > f_v = 431 \text{ bar}$$

چون فواصل تکیه‌گاههای جانبی 7.5 m می‌باشد و در محل اثر بارهای متمرکز باید قطعات تقویتی فشاری قرارداد لذا فواصل قطعات تقویتی قائم را باید بنحوی انتخاب کرد که این محدودیت‌ها را تأمین نماید. چون اولین قطعات تقویتی فاصله‌ای برای با 90 cm دارند و فواصل قطعات تقویتی بعدی نیز باید کمتر از  $168 \text{ cm} = 255 \times 0.66 < a$  باشد لذا فواصل قطعات تقویتی بعدی را تا محل اثر بار متمرکز برابر با مقدار زیر می‌گیریم.

پس بر طبق ضوابط آئین نامه (رابطه ۱۱-۷۶) ، ظرفیت برشی قابل مصرف کمتر از مقدار مجاز متعارف خواهد بود .

$$\text{حد اکثر مجاز } \frac{f_v}{F_v} = \frac{0.825 - \frac{f_b}{F_y}}{0.375} = \frac{0.825 - \frac{1896}{3600}}{0.375} = 0.796$$

لذا مقدار مجاز تنش برشی نباید از مقدار زیر کمتر باشد ،

$$\text{لازم } F_v = \frac{f_v}{0.796} = \frac{623}{0.796} = 783 \text{ bar}$$

از طریق مقدار حداکثر  $a/h$  که از رابطه (۱۱-۸۵) معین شد مقدار حداکثر  $a$  معین می شود ،

$$a \leq 255 \times 1.04 = 265 \text{ cm}$$

حال مقدار تنش برشی مجاز را برای این مقدار  $a$  معین می کنیم .

$$k = \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} + 5.34 = 9.04$$

$$c_v = \frac{3240000k}{F_y \left(\frac{h}{t}\right)^2} = 0.125$$

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[ c_v + \frac{1 - c_v}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] = 813 \text{ bar} > 783$$

لذا می توان مقدار  $a$  را تا 265 سانتیمتر معین کرد ، بدیهی است که مقدار  $a$  در پانلهای بعدی نیز می توان بمانند پانل قبل گرفته شود ، نهایتاً "فواصل قطعات تقویتی را مطابق شکل در نظر گرفته ایم .

## ز- محل وصله های بال و جان

محل وصله ها بستگی بمنوع آنها دارد ، اگر در وصله فولاد نرمه از پیچ یا پرچ استفاده کنیم محل وصله بال در همان مقطع وصله جان خواهد بود . ولی اگر جهت اتصال استفاده از جوش کارگاهی استفاده کنیم ترجیح داده می شود که محل اتصال جانها با محل وصله بالها در حدود سه متر فاصله داشته باشد تا از تمرکز احتمالی تنش جلوگیری شده و قطعات متصل شده انحراف از محور کمتری خواهند داشت ، در این مثال فرض شده است که محل وصله های بال و جان در یک مقطع قرار داشته باشد .

با توجه به محاسبات قبلی و انتخاب موقعیتی برای وصله ها در حول و حوش لنگر خمشی صفر تیر ورق ، دیده می شود که انتخاب مقطعی به فاصله 6.0 متر از تکیه گاه میانی مقطعی مناسب خواهد بود .

با یک چنین انتخابی فواصل قطعات تقویتی قائم از تکیه گاه میانی سه فاصله دو متری و یک فاصله 1.50 متری خواهد بود .

در مقطع وصله های بال و جان مقدار لنگر خمشی و نیروی برشی برابر با مقادیر زیر خواهد بود .

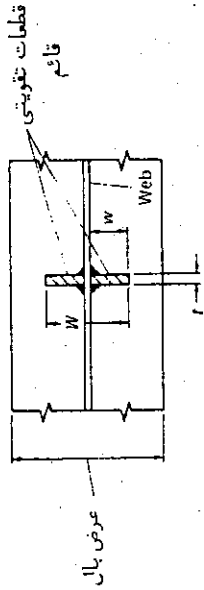
$$M = -1380.6 \text{ kN.m} \quad V = 1202.9 \text{ kN}$$

اگر بمانند قسمت قبل عمل شود معلوم خواهد شد که فواصل قطعات تقویتی و مقدار تنش برشی در جان تیر ورق همگی در وضع مطلوب قرار دارند ، البته متذکر می شود که محل اتصال بالها و جان در حدود ۱۵ سانتیمتر از محل جوش قطعات تقویتی قائم فاصله خواهد داشت ، در شکل (۱۱-۵۰) فواصل کامل قطعات تقویتی نشان داده شده است .

## ح- ابعاد قطعات تقویتی قائم میانی

اغلب انتخاب قطعات تقویتی قائم از فولاد نرمه انتخابی بجا می باشد زیرا اگر برای آنها فولاد اعلا ، برگزیده شود در صورت وجود آنچنان صرفه ای بدنیال نخواهد داشت ، لذا کلیه قطعات تقویتی را از نوع فولاد نرمه انتخاب می کنیم .

پانل دوم از تکیه گاه ؛ این پانل اولین پانلی است که امکان عمل میدان کششی وجود دارد .



شکل (۴۷-۱۱) - برش عرضی قطعات تقویتی قائم

اگر عرض ورق را 10 cm بگیریم کافی خواهد بود و البته این به شرطی است که ضخامت آن کافی باشد. ما در اینجا برای قطعات تقویتی قائم  $10 \times 120$  انتخاب کرده ایم، و بدین ترتیب برای کلیه قطعات تقویتی قائم که به جان با ضخامت 8 mm متصل می شوند همین ابعاد را انتخاب می کنیم.

حال نزدیکترین پانل به تکیه گاه میانی را مورد بررسی قرار می دهیم.

$$V = 1588.125 \text{ kN} \quad f_v = 623 \text{ bar}$$

دیدیم که با در نظر گرفتن ترکیب تنش در این مقطع، مقدار مجاز تنش برشی  $F_v$  برابر با 783 bar معین گردید.

$$\frac{a}{h} = \frac{198}{255} = 0.765 \quad \frac{h}{t} = 255 \quad F_v = 813 \text{ bar}$$

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] y_{ht}$$

$$= \frac{1 - 0.182}{2} \left[ 0.765 - \frac{(0.765)^2}{\sqrt{1 + 0.765^2}} \right] (255)(1) = 31.3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{f_v}{F_v} = \frac{\text{استحکام کاربردی}}{\text{استحکام کامل}} = \frac{783}{813} = 0.369$$

$$A_{st} = 0.963 \times 31.3 = 30.2 \text{ cm}^2$$

اگر قرار باشد برای قطعات تقویتی قائم از فولاد نرمه استفاده کنیم سطح مقطع فولاد مصرفی خواهد شد.

$$V = 880.095 \text{ kN} \quad f_v = 431.4 \text{ bar}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{165}{255} = 0.65 \quad \frac{h}{t} = 319 \quad F_v = 638 \text{ bar}$$

مقدار سطح مقطع قطعات تقویتی قائم را با استفاده از رابطه (۹۶-۱۱) محاسبه می کنیم.

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] y_{ht}$$

$$= \frac{1 - 0.227}{2} \left[ 0.65 - \frac{0.65^2}{\sqrt{1 + 0.65^2}} \right] 1 \times 255 \times 0.8 = 23.3 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع فوق الذکر مربوط به یک جفت قطعه تقویتی قائم است. برای تعیین ضخامت حداقل قطعه تقویتی بهتر است از رابطه (۴۵-۶) کمک بگیریم.

$$\frac{w}{t} \leq \frac{790}{\sqrt{F_y}} = 16.4$$

از طرف دیگر با استفاده از رابطه (۸۶-۱۱) لنگر لختی قطعه تقویتی قائم معین می شود.

$$\text{لازم } I_s \geq \left( \frac{h}{50} \right)^4 = \left( \frac{255}{50} \right)^4 = 676.5 \text{ cm}^4$$

بدین ترتیب می توان حداقل ابعاد قطعه تقویتی قائم را معین کرد.

$$\text{لازم } r^2 = \frac{I_s}{A_{st}} = \frac{676.5}{23.3} = 29$$

با مراجعه به شکل (۴۷-۱۱) داریم.

$$r^2 = \frac{tw^3}{12 tw} = \frac{W^2}{12}$$

$$\text{لازم } W = \sqrt{12 \times 29} = 18.65$$

$$\text{درصد ممتد بودن جوش} = 100 \left( \frac{94}{325} \right) = 29\%$$

و چون حداقل طول جوش گوشه به 4a و یا چهار سانتیمتر محدود شده است لذا فواصل جوش منقطع را به صورت زیر معین می‌کنیم.

$$\text{برای هر جوش منقطع} = 4 \times 325 = 1300 \text{ daN}$$

$$p = \frac{1300}{94} = 13.8 \text{ } 13 \text{ cm}$$

$$\text{فاصله انقطاع جوش} = 13 - 4 = 9 \text{ cm}$$

به این ترتیب می‌توان از جوش گوشه منقطع به شکلی که طول جوش برابر با 4 سانتیمتر بوده و فاصله انقطاع جوشها 9 سانتیمتر باشد الکتروود معمولی بکار برد.

در ناحیه لنگر منفی تیر ورق که نوع فولاد جان و بال از نوع اعلاء می‌باشد، مشخصات جوش اتصال قطعات تقویتی به صورت زیر معین خواهد شد.

$$f_{vs} = \ln \left( \sqrt[3]{\frac{3600}{1400}} \right) = 255 \times 4.12 = 1051 \text{ daN/cm}$$

بمانند حالت قبل مقدار فوق را در ضریب تقلیل ضرب خواهیم کرد.

$$\text{لازم} \quad f_{vs} = 1051 = \frac{f_v}{F_v} = 1051 \times 0.963 = 1012 \text{ daN/cm}$$

حداقل اندازه جوش برابر با  $a_{\min} = 0.5 \text{ cm}$  خواهد شد (ضخیم ترین ورق 1 سانتیمتر می‌باشد) و لذا اندازه جوش را همان 5 mm انتخاب می‌کنیم. اگر در این قسمت از جوش با الکتروود E60 استفاده کنیم داریم:

$$\text{ارزش جوش} \quad R_w = 895 \quad a = 895 \times 0.5 = 447.5 \text{ daN/cm}$$

$$L_w R_w = 4 \times 447.5 = 1795 \text{ daN}$$

$$\text{لازم} \quad A_{st} = \frac{5200}{3700} \times 30.2 = 42.5 \text{ cm}^2$$

بنظر می‌رسد که استفاده از فولاد اعلاء اقتصادی تر باشد. بدین ترتیب برای قطعات تقویتی قائم  $2PL14 \times 120$  در ناحیه لنگر خمشی منفی و برای اتصال به جان با ضخامت 1cm انتخاب می‌شود.

ط - اتصال قطعات تقویتی قائم به جان تیر ورق  
بر طبق AISC ورقهای تقویتی قائم میانی باید طوری به جان تیر ورق متصل گردند که بتوانند برشی برابر یا بیشتر از مقدار داده شده در ذیل را تحمل کنند.

$$f_{vs} = h \sqrt[3]{\left( \frac{F_v}{1400} \right)} = 255 \sqrt[3]{\left( \frac{2333}{1400} \right)} = 599 \text{ daN/cm}$$

چون پانلها تحت تنش حداکثر نیستند، مقدار فوق را می‌توان به صورت زیر تقلیل داد.

$$\text{لازم} \quad f_{vs} = 549 \left( \frac{f_v}{F_v} \right) = 549 \times \frac{431}{635} = 373 \text{ daN/cm}$$

با مراجعه به شکل (۴۷-۱۱) مقادیر حداکثر و حداقل جوش قطعه تقویتی به جان معین می‌شود.

$$\text{حداکثر} \quad a_e = \frac{3}{4} t_w = \frac{3}{4} \times 0.8 = 0.6 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = 0.5 \text{ cm}$$

اگر اندازه جوش را  $0.5 \text{ cm}$  بگیریم ارزش جوش خواهد شد.

$$R_w = 0.5 \times 650 = 325 \text{ daN/cm}$$

و چون برش  $f_{vs}$  توسط چهار جوش تحمل می‌شود لذا برای هر خط جوش مقدار برش وارده برابر با  $\frac{373}{4} = 9.4 \text{ daN/cm}$  می‌شود.

$$\frac{VQ}{I} = \frac{93787.5 (60 \times 2.4 \times 128.7)}{5875906} = 296 \text{ daN/cm}$$

$$(2R_w) = 2a \times 650 = 2 \times 0.6 \times 650 = 780 \text{ daN/cm}$$

بدین ترتیب اگر بخواهیم درصد ممتد بودن جوش را محاسبه نمایم خواهد شد ،

$$\% = \frac{296}{780} (100) = 38 \%$$

و به این ترتیب برای هر پانل مقدار درصد ممتد بودن جوش را محاسبه خواهیم کرد (به شکل ۵۰-۱۱) مراجعه شود) ، بر طبق ضوابط AISC فاصله خالص بین دو جوش منقطع نباید از 12cm بیشتر گردد ،

ک - مشخصات جوش پال بهمان (در ناحیه با فولاد اعلاء )

$$a_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_e = \frac{0.4 \times 3600 \times 1}{2 \times 650} = 1.1 \text{ cm}$$

لذا اندازه جوش را همان  $a = 8 \text{ mm}$  انتخاب می کنیم و نوع الکتروود مصرفی الکتروود متعارف خواهد بود ،

$$\frac{VQ}{I} = \frac{93787.5 (60 \times 2.4 \times 128.7)}{5875906} = 296 \text{ daN/cm}$$

$$2R_w = 2a \times 650 = 2 \times 0.8 \times 650 = 1040 \text{ daN/cm}$$

$$\% = \frac{296}{1040} (100) = 28.4 \%$$

در این قسمت نیز حداقل درصد ممتد بودن جوش برای هر پانل معین شده و در روی شکل (۵۰-۱۱) ذکر شده است ، در این حالت نیز فاصله خالص بین دو جوش منقطع نباید از 16cm (یا  $16t_w$ ) بیشتر گردد ،

$$\frac{1012}{4} = 253 \text{ daN/cm}$$

در هر نوار جوش

$$p = \frac{1790}{235} = 7.6 \text{ cm}$$

بدین ترتیب دیده می شود که تقریباً "از جوش گوشه ممتد با اندازه 5 mm و الکتروود E60 استفاده خواهد شد ،

ی - مشخصات جوش پال بهمان تیر ورق (در ناحیه با فولاد نرمه)

جوش پال بهمان باید بتواند برش بین پال و جان را تحمل کند ، جریان برش موجود را می توان با رابطه زیر نشان داد ،

$$\text{جریان برش} = \frac{VQ}{I} \text{ daN/cm}$$

در این معادله  $V =$  تلاش برشی موجود در مقطع

$$Q = \text{لنگر سطح پال حول محور خنثای تیر}$$

$$I = \text{لنگر لختی مقطع تیر}$$

اگر جوش پال بهمان در دو سمت پال انجام گیرد ممکن است برای تحمل جریان برش فوق الذکر قوی باشد در این صورت باید از جوش منقطع بجای جوش ممتد استفاده کرد ، معمولاً "جوش پال بهمان تیر ورق به صورت ممتد انجام می گیرد ، زیرا معمولاً "یک چنین جوشی بکمک جوش خودکار که عملاً "اقتصادی است انجام می گیرد ، از نظر طراحی باید درصد جوش ممتد را برای هر پانل (یعنی در فاصله دو قطعه تقویتی قائم) معین کرد ، اگر سازنده قطعه بتواند جوش ممتد را ارزاتر از جوش منقطع تأمین کند می توان بجای جوش منقطع از جوش ممتد استفاده کرد ، در محاسبات زیر از جوش یا قوس الکتروود خود حفاظ استفاده شده است ۱

$$a_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_e = \frac{3}{4} \times 8 = 6 \text{ mm}$$

لذا از جوش گوشه با اندازه  $a = 8 \text{ mm}$  استفاده خواهیم کرد

— بررسی کمانش موضعی

$$\frac{w}{t} \leq \frac{790}{\sqrt{F_y}} = \frac{790}{\sqrt{2333}} = 16.4$$

$$\lambda \geq \frac{28}{16.4} = 1.7 \text{ cm}$$

ضخامت لازم قطعه تقویتی فشاری

— بررسی ضابطه جاری شدن

$$A \geq \frac{R}{0.6 F_y} = \frac{317625}{1400} = 226.9 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع مورد نیاز

$$\lambda \geq \frac{226.9}{2 \times 28} = 4.05$$

ضخامت لازم قطعه تقویتی فشاری

— ضابطه تحمل فشار ۲۵

$$A_c = 2(28 - 1) \lambda = 151.3 \text{ cm}^2$$

(سطح در تماس لازم)

$$A_c = 2(28 - 1)$$

۱ cm بیان کننده تقریبی اندازه جوش گوشه است.

$$\lambda \geq \frac{151.3}{2 \times 27} = 2.8 \text{ cm}$$

ضخامت لازم قطعه تقویتی فشاری

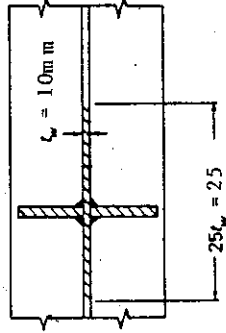
دیده می شود که ضابطه جاری شدن فشاری قطعات تقویتی تعیین کننده می باشد لذا برای قطعات تقویتی 4PL280 × 20 mm انتخاب می کنیم. البته می توان 2PL280 × 40 mm نیز انتخاب کرد. اگر ضابطه کمانش فشاری را بررسی کنیم خواهیم داشت.

$$r = \sqrt{\frac{(4)(57)^3/12}{(56)(4) + 25 \times 1}} = 15.7 \text{ cm}$$

25- bearing criterion

ل - طراحی قطعات تقویتی فشاری در تکیهگاه میانی

همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد در محل اثر نیروهای متمرکز باید از قطعات تقویتی فشاری استفاده کرد. در تکیهگاه میانی مقدار عکس العمل برابر با 3176.25 kN (عکس العمل میانی) می باشد. با توجه به شکل (۴۸-۱۱) اگر از ضوابط قطعات فشاری استفاده شود با علم بر این که عرض قطعات تقویتی فشاری در حدود عرض بالها خواهد بود خواهیم داشت.



شکل (۴۸-۱۱) - مقطع عرضی قطعات تقویتی فشاری

$$w \leq \frac{60 - t}{2} = 29.5$$

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

$$r = 0.25(57) = 14.25 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{0.75 \times 255}{14.25} = 13.4$$

از فولاد نرمه  $F_u = 1361 \text{ bar}$

$$R = \frac{317625}{1361} = 233 \text{ cm}$$

(سطح مقطع مورد نیاز)

$$\lambda = \frac{233 - 25 \times 1}{2 \times 28} = 3.72$$

ضخامت قطعه تقویتی فشاری



با قدری دقت و بررسی دیده می شود که این ضابطه تعیین کننده نمی باشد .

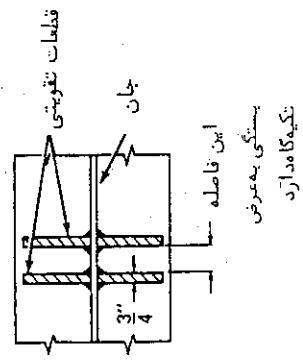
م - اتصال قطعات تقویتی فشاری به جان

$$f_{vs} \text{ لازم} = \frac{317726}{8 \times 255} = 155.7 \text{ daN/cm}$$

با توجه به شکل (۴۹-۱۱) دیده می شود که هشت نوار جوش وجود دارد که ارزش جوش برای هر یک برابر با مقدار زیر خواهد بود .

$$R_w = 0.8 \times 650 = 520 \text{ daN/cm}$$

$$(\text{درصد مستند بودن جوش}) = \frac{155.7}{520} = 30\%$$



شکل (۴۹-۱۱) - مشخصات قطعات تقویتی فشاری در تکیه گاه میانی

بدین ترتیب از جوش گوشه با اندازه  $a = 8 \text{ mm}$  و به طول  $4 \text{ cm}$  و با فاصله (بدون جوش)  $8 \text{ cm}$  یعنی با درصد مستند بودن 33 استفاده می کنیم .

ن - اثر مستقیم تنش فشاری روی جان

یک چنین بررسی پایداری لازم جان را در برابر فشار مستقیم وارده بر آن تضمین می کند . به این منظور باید از معادلات (۱۸-۱۱) و (۱۹-۱۱) سود جست . بحرانی ترین ناحیه مربوط به قسمتی از جان خواهد شد که اولاً ضخامت جان کمترین

مقدار خود را دارد و ثانیاً قطعات تقویتی دارای بیشترین فاصله از یکدیگر هستند . لذا در ناحیه ای که ضخامت جان  $8 \text{ mm}$  بوده و فواصل قطعات تقویتی  $165 \text{ cm}$  است بررسی فوق را انجام می دهیم .

$$\frac{a}{h} = \frac{165}{255} = 0.647 \quad \frac{h}{t} = \frac{255}{0.8} = 319$$

$$f_c = \left[ 2 + \frac{4}{(ah)^2} \cdot \frac{689000}{(319)^2} \right] \text{ bar}$$

این رابطه از متن آیین نامه استخراج شده است .

$$f_c = \left[ 2 + \frac{4}{(0.647)^2} \cdot \frac{689000}{(319)^2} \right] = 78.2 \text{ bar}$$

$$f_c = \left[ \frac{60}{0.8 \times 1} \right] = 75 < 78.2 \text{ OK}$$

س - نقشه طراحی

کلیه محاسبات و طراحی ها باید پس از اتمام بررسی روی نقشه ای نظیر شکل (۵۰-۱۱) خلاصه شوند . در این قسمت از محاسبات مربوط به طراحی قطعات تقویتی فشاری در محل اثر بارهای متمرکز میانی صرف نظر شد زیرا که یک چنین محاسباتی در طول محاسبات انجام شده شرح داده شده است .

وزن تیر ورق در یک دهانه

$$\begin{aligned} (\text{فولاد اعداد}) &= 600 \times 255 \times 1.0 \\ &= 2(600 \times 60 \times 2.6) \\ &= 2670 \text{ Kg} \end{aligned}$$

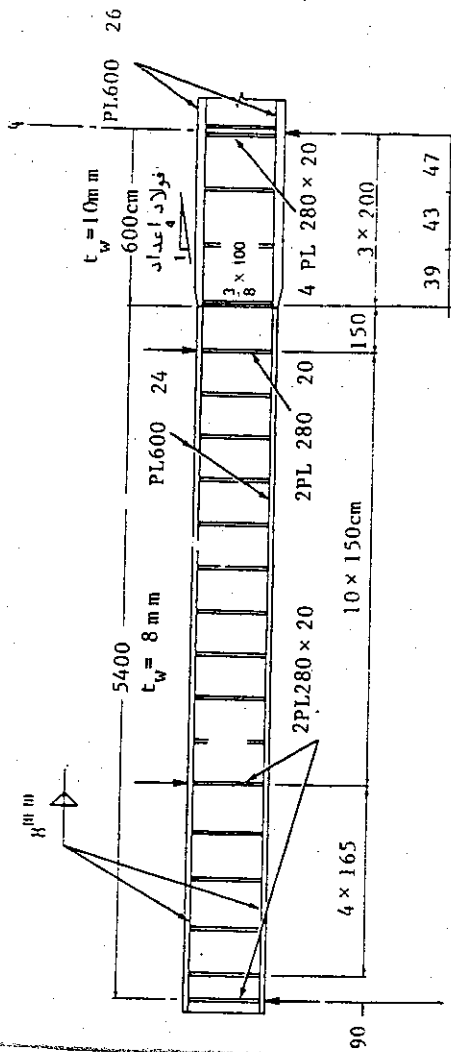
$$(\text{فولاد نرمه}) = 500 \times 255 \times 0.8$$

$$8 (252 \times 12 \times 1.2)$$

$$8 (255 \times 28 \times 2) = 1694 \text{ kg}$$

جمع کل 25220 kg

$$\text{وزن متوسط تیر ورق} = \frac{25220}{60} = 420.5 = 420 \text{ kg/m}$$



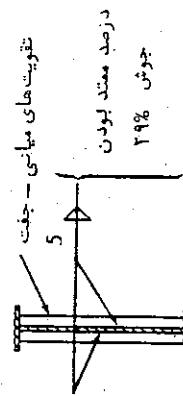
تقویت های میانی

هر روی جان به ضخامت 8mm

2 PL252 x 12 x 1

هر روی جان به ضخامت 10mm

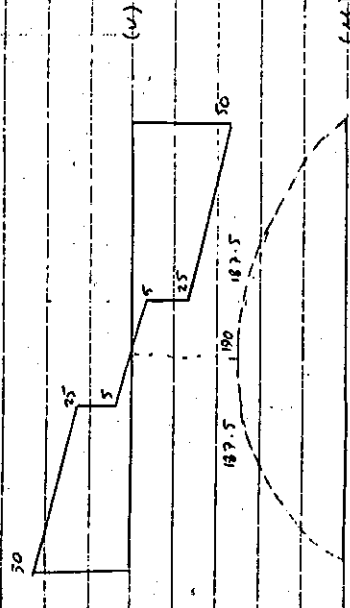
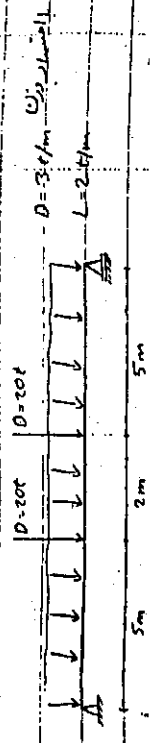
2 PL252 x 12 x 1.2



شکل (۱۱-۵) - شکل طراحی تیر ورق

مسألة ٤٧

١٧ -  $\frac{1}{2} \times 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}^2$   
 المساحة الكلية =  $40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}^2$   
 المساحة المثلثية =  $\frac{1}{2} \times 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}^2$   
 المساحة الكلية =  $100 + 100 = 200 \text{ cm}^2$   
 $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$



$h/k = \frac{6370}{\sqrt{6}} = 168$

$h/k = \frac{16370}{\sqrt{FY}} = 168$

$h = \sqrt{\frac{341K}{34}} = 149 \text{ cm}$

المساحة الكلية =  $170 \times 20 = 3400$   
 المساحة المثلثية =  $\frac{1}{2} \times 170 \times 20 = 1700$   
 المساحة الكلية =  $3400 + 1700 = 5100$

$h/k = 120/k = 168 \Rightarrow k = 0.71 \text{ cm}$

$A_f = \frac{M}{F_y} = \frac{190 \times 10^5}{1440 \times 120} = 94 \text{ cm}^2$

$\frac{1}{2} \times 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}^2$

$A_f = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}^2$

$I = \frac{1}{12} (40 \times 2.5^3 + 40 \times 2.5) (16.5)^2 = 3360 \text{ kg/cm}^2$

$S_x/c = \frac{3360}{16.5} = 13850 \text{ cm}^3$

$F_b = \frac{24000 \times 10^5}{13850} = 1735 \text{ kg/cm}^2$

$F_b = 654 - 1440 \text{ kg/cm}^2$

$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75$

$F_b = \frac{24000 \times 75}{560 \times 110} = 2952 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{M}{S} = \frac{190}{16} = 11.875 < \frac{2952}{16} = 184.5$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

$F_b = \frac{190}{16} = 11.875$

در این مسئله فرض می‌کنیم که بارها یکنواخت و عمود بر سطح مقطع است.

$$I = \frac{1}{12} (1.5)(20)^3 + \frac{7}{12} (9.6 - 1.5)(10)(.8) = 4000 \text{ cm}^4$$

$$Y = \sqrt{I/A} = \sqrt{4000/36.48} = 5.24$$

$$A = \frac{KL}{P} = \frac{75 \times (10)}{5.24} = 1386 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = F_b = 1386 \times 36.48 = 50564 > 50000 \text{ kg}$$

$$w = \frac{9.6}{7.5} \times 24 = 7.25 < 7.25 - 16.23$$

$$b = \frac{7.5}{1.5} = 5$$

$$P = F_b = 1386 \times 36.48 = 50564 > 50000 \text{ kg}$$

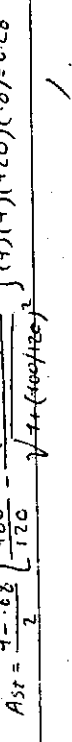
$$P_b = \frac{11}{5} = 187.5 \times 10^5 = 13850 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = \frac{V}{h} = \frac{23000}{120 \times .8} = 260 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = F_y \left[ C_m + \frac{1-C_u}{2} \right] = 2400 \left[ .8 + \frac{1-.68}{2} \right] = 2890 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = [ 825 \frac{P_u}{F_y} ] F_y = [ 825 \times \frac{260}{2890} ] (24400) = 1665$$

$$P_b = 1440 \text{ kg/cm}^2, F_b = 1354 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \therefore OK$$



$$\Delta_1 = \frac{5 \times 10^4}{384EI}, \Delta_2 = \frac{P \Delta_1}{24EI} (3L^2 - 4\alpha^2)$$

$$\Delta_{max} = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta_{max} = \frac{5(10)(1200)^4}{384(2.1 \times 10^6) 865617} + \frac{20000 \times 500}{24(2.1 \times 10^6) 865617}$$

$$4(500^3) = .75 + .76 = 1.51 < \frac{L}{240} = 5 \text{ cm}$$

در این مسئله فرض می‌کنیم که بارها یکنواخت و عمود بر سطح مقطع است.

$$F_y = \frac{31(2400)}{2.89} = 257 < 521 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_u = 4 + 5.34 / (.83)^2 = 7.75, C_u = \frac{3.5 \times 10 \times 11.75}{2400(400/8)} = .68 < .8$$

$$F_y = \frac{C_u F_y}{2.89} = \frac{.68 \times 2400}{2.89} = 523 > 521 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{P - C_u}{F_y} \left[ \frac{A}{h} - \frac{(a/h)^2}{1 + (a/h)^2} \right] \times 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{7 - .68}{2} \left[ \frac{700}{120} - \frac{(100/120)^2}{1 + (100/120)^2} \right] (1)(1)(220)(.8) = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 628 \text{ cm}^2$$

نتیجه:

$$L_c = \frac{635 \text{ kg}}{\sqrt{F_y}} = \frac{635 \cdot 40}{\sqrt{2400}} = 518$$

$$L_c = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{125}{100}\right) \cdot 2400} = 467$$

$$L = 2 \text{ m} < 4.67 \text{ m} \rightsquigarrow F_b = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$h/t = \frac{120}{0.8} = 150 < \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 168 \rightsquigarrow$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{120 \times 10^5}{13850} = 1371 < 1440 \text{ kg/cm}^2$$

بازی تنش مجاز محسوس

نیست

گنبد رتر ۱۱ رکتور مغناطیسی ۱

اصل اولاد طراحی نیروگاه

۱- حداکثر فاصله بین تقویت‌های میلایی برای تحمل برش  $V = 10 \text{ ton}$  را تعیین کنید

۲- عرض تقویت میلایی را از ورق با  $F_{yat} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  و ضخامت  $1 \text{ cm}$  طراحی کنید

۳- در صورتی که فواصل تکیه‌گاههای جانی ۹ متر باشد حداکثر لنگر خمشی  $M_x$  که تیر می‌تواند تحمل کند چند تن - متر است؟

۴- با فرض جریان برش مجاز جوش مصرفی  $a_w = 650 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$  که در آن  $a_w$  ضخامت گروی جوش است، اندازه گروی جوش بال به جان و جوش جان به تقویت میلایی را تعیین کنید.

۵- آیا ارتفاع تیر ورق بهینه است، در جوابها بحث کنید.

حل:

۱- تعیین فاصله تقویت‌های میلایی

تنش برشی موجود در جان تیر ورق برابر است به

$$\frac{h}{t_w} = \frac{200}{0.8} = 250 \quad f_v = \frac{V}{ht_w} = \frac{100000}{200 \times 0.8} = 625 \text{ kg/cm}^2$$

با توجه به اینکه تقویت میلایی در انتهای تیر ورق قرار ندارد می‌توان از مقاومت پس از کمایش

در اثر توسعه میانه کفش استفاده نمود در این صورت لازم است رابطه (۷۹-۱) برقرار شود بنابراین:

$$\frac{a}{h} < \text{Min} \left( \frac{y_c \cdot t}{y_d \cdot t}, y \right) = 1/0.812 \Rightarrow \frac{a}{h} \equiv 1 \Rightarrow a = 200 \text{ cm}$$

ضریب کمایش برشی موضعی  $K$  از روابط (۴۲-۱) برابر است به

$$K = 0.724 + \frac{f}{y} = 9/724$$

ضریب  $C_v$  از رابطه (۸۴-۱) تعیین می‌شود.

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 9/724}{250 \times 250 \cdot y} = 0.124$$

پس کمایش برشی در محدوده الاستیک رخ می‌دهد و تنش مجاز برشی از رابطه (۷۸-۱) با احتساب اثر حوزه کشش به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$F_v = \frac{2500 \cdot y}{y/8.9} \left[ 0.124 + \frac{1 - 0.124}{115 \sqrt{1 + y}} \right] = 80.7 \text{ kg/cm}^2$$

مثال ۱-۶: در یک تیر ورق، که محدوده یک پائل داخلی آن در شکل ۲۱-۱ رسم شده است، در صورتی که:

$$F_{yf} = F_{yw} = 25000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, t_w = 0.8 \text{ cm}, h = 200 \text{ cm}, t_f = 1 \text{ cm}, b_f = 8 \text{ cm}$$

۲- تعیین حداکثر لنگر خمشی که تیر می‌تواند تحمل کند

برای محاسبه تنش مجاز خمشی  $F_b$ ، چون اطلاع دقیقی از توزیع لنگر خمشی در فاصله بین دو تکیه‌گاه چالنی نداریم، در این صورت در جهت اطمینان،  $C_b$  را واحد در نظر می‌گیریم. بنابراین با استفاده از روابط (۳-۱) الی (۳-۱) تنش مجاز خمشی  $F_b$  را محاسبه می‌کنیم:

$$I_T \cong f \times \frac{A^2}{12} \cong 17.666 \text{ cm}^4, \quad A_T = 4 \times 8.0 + \frac{.18 \times 2.0}{2} = 32.9 \text{ cm}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{17.666}{32.9}} = 23.119 \text{ cm}$$

$$L_b = \frac{9.0}{23.119} = 0.389 < \sqrt{\frac{72 \times 1.5 \times 1}{25.0}} = 24.726$$

$$\Rightarrow F_b = 0.16 F_y = 0.16 \times 25.0 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

**کنترل کماتش خمشی جان**

از رابطه ۱-۳۷ می‌توان نوشت:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{2.0}{.18} = 11.1 > \frac{627.0}{\sqrt{F_b}} = \frac{627.0}{\sqrt{4.0}} = 313.5$$

بنابراین جان، کماتش خمشی می‌کند و بایستی تنش مجاز خمشی را مطابق رابطه (۳-۱) از  $F_b$  به  $F_b$  کاهش داد در این صورت:

$$F_b = \left[ 1 - 0.0005 \times \frac{2.0 \times .18}{4 \times 8.0} (25.0 - 139) \right] 21.0 = 20.417 \text{ kg/cm}^2$$

**کنترل کماتش قائم جان**

با استفاده از رابطه (۱۸-۱) برای کنترل کماتش قائم جان با بال فشاری می‌توان نوشت:

$$\frac{h}{t_w} = 25.0 > \frac{985.0}{\sqrt{25.0 \times (.275 \times .112) + 112}} = 222.9$$

لذا با توجه به کنترل فوق، جان در آستانه کماتش قائم قرار می‌گیرد. هر چند می‌توان با تقریب

قابل قبولی رابطه فوق را با توجه به  $\frac{A}{h} = 0.198$  کنترل شده انگاشت. لکن با نیمه تقویت‌های

میلانی با نسبت  $\frac{A}{h} < 0.175$  می‌توان به جای رابطه (۱۸-۱) از رابطه (۱۹-۱) استفاده نمود در

این صورت،  
 خوب است.

$$\frac{h}{t_w} = 25.0 < \frac{1677.0}{\sqrt{25.0}} = 331.4$$

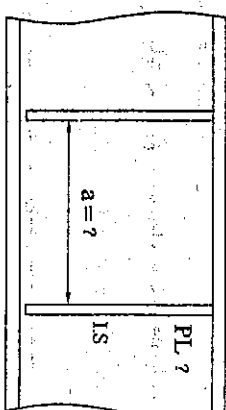
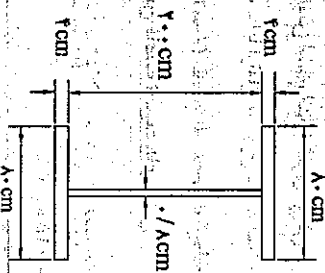
بنابراین  $F_v = 8.07 < F_y = 25.0$  و برش کنترل می‌شود. خوانندگان توجه نمایند که نسبت

$\frac{F_v}{F_y} = 0.177$  جالبی بر غیر اقتصادی بودن طرح نیست. زیرا اولاً اگر فاصله تقویت‌ها را بیش از

۲۰۰ cm در نظر می‌گیریم، مجاز به استفاده از حوزه کماتش نمی‌بودیم و تنش برشی مجاز کمتر

از تنش برشی موجود بدست می‌آمد. ثانیاً با ضرب  $\frac{F_v}{F_y}$  در مساحت تقویت میلانی، این افزایش

تنش را جبران خواهیم کرد.



شکل ۲۱-۱ تیر ورق مثال ۲-۱

**۲- طراحی تقویت‌های میلانی**

اگر از ورق‌های تقویتی میلانی جفت در طرفین جان تیر ورق استفاده شود  $D=1$  خواهد

بود، با استفاده از رابطه (۹-۱)  $A_{st} = 0.9 \times 25.0 \times 0.18 = 4.05 \text{ cm}^2$  مساحت تقویت‌های میلانی تعیین می‌شود.

$$A_{st} = \frac{1 - 0.134}{2} \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1+1}} \right] \frac{25.0}{24.0} \times 1 \times 25.0 \times 0.18 = 37 \text{ cm}^2$$

با توجه به  $\frac{F_v}{F_y} = 0.177$  می‌توان  $A_{st}$  را به صورت زیر کاهش داد.

$$A_{st} = 37 \times \frac{F_v}{F_y} \cong 24.8 \text{ cm}^2$$

چنانچه جفت ورق تقویتی به عرض ۱۵ cm و ضخامت ۱ cm استفاده شود  $t_s = 1 \text{ cm}$ ،  $b_s = 15 \text{ cm}$  و ضخامت

در این صورت کنترل روابط (۹-۱) و (۹-۱) چنین است:

$$I_{st} = 1 \times \frac{b_s^3 t_s}{12} = 2434 \text{ cm}^4 > \left( \frac{b_s}{d_o} \right)^4 = \left( \frac{15}{25.0} \right)^4 = 0.134$$

$$\frac{b_s}{t_s} = 15 < \frac{785}{\sqrt{24.0}} = 157.3$$

مخاطمت می توان به جای جوش سرناسری از جوش گوشه مقطع در طول تیر استفاده نمود. ضخامت طول هر قطعه جوش گوشه نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد. چنانچه برای اتصال بال به جان، از جوش منقطع گوشه یا ضخامت ۸ میلیمتر و طول ۱۰ سانتیمتر به صورت منقطع با فاصله مرکز به مرکز ۲۰ سانتیمتر و فاصله آزاد ۱۰ سانتیمتر استفاده کنیم در این صورت،

$$\frac{1}{2} \times 100 = 50\%$$

درصد موجود جوش منقطع

$$R_{w2} = 2 \times 65 \times 0.18 / 5 = 47.4 \text{ kg/cm} > 45.2 \text{ kg/cm}$$

ظرفیت برشی جوش: برابر است با:

$$F_{v2} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{V}\right)^2 + \left(\frac{F_v}{V}\right)^2} \times 0.77 = 6.18 / 8 \text{ kg/cm}$$

با توجه به اینکه چهار ردیف جوش تقویت میانی را به جان متصل می کند بنابراین برای تعیین اندازه گوی جوش می توان نوشت،

$$4 \times 65 \times 0.8 w = 6.18 / 8 \Rightarrow a_w = 0.172 \text{ cm}$$

در این حالت تیر با توجه به اینکه  $t_g = 1 \text{ cm}$  و  $t_w = 0.18 \text{ cm}$  حداقل ضخامت گوی جوش

طبق ضخامت قطعه ضخیم تر و براساس آیین نامه AISC و مقررات ملی ساختمانی ایران برابر با ۵ میلیمتر است.

بنابراین برای اتصال تقویت میانی به جان می توان از جوش گوشه با ضخامت ۶ میلیمتر و طول ۱۰ سانتیمتر متقطع با فواصل آزاد ۱۰ سانتیمتر استفاده نمود. به عبارت دیگر ۱۰ سانتیمتر جوش می همیم و ۱۰ سانتیمتر جالی می گذاریم. محبت دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران مقرر می دارد که طول مؤثر قطعات جوش نباید از ۴ برابر اندازه گوی جوش و از ۴۰ میلی متر کمتر شود. ضمناً فاصله آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت ورق نازکتر (وقتی که در فشار است) و از ۲۴ برابر این ضخامت (وقتی که در کشش است) بیشتر شود، که این ضوابط برای مثال فوق رعایت می شود.

#### ۵- تعیین ارتفاع پهنه تیرورق

چنانچه تغییری در ابعاد مقطع در طول تیر ورق نداشته باشیم با فرض ثابت بودن  $\beta_w = 250$ ، ارتفاع پهنه از رابطه (۱-۲۸) به قرار زیر تعیین می شود.

- تعیین اساس مقطع حول محوری قوی،

$$S_x = \frac{8.0 \times 20.8^3 + 79/2 \times 20.0^3}{12 \times 10^4} = 6916 \text{ cm}^3$$

- کنترل ترکیب خمشن و برش

با توجه به وجود نیروی برشی نسبتاً زیاد  $V = 10.4$  در محل لنگر خمشی، تنش بوجود خمشی،  $f_b$  از رابطه (۱-۵) نیز بررسی کنترل شود

$$f_b \leq (1825 - 0.775 \times 0.777) F_y = 1826 F_y = 1876 \text{ kg/cm}^2$$

چون تنش مجاز براساس کنترل ترکیب خمشن و برش از تنش مجاز خمشی

کوچکتر است لذا میانی تعیین حداکثر لنگر خمشی  $M$  که مقطع

می تواند تحمل کند عملکرد متقابل برش و خمشن است در این صورت تنش خمشی در محل اتصال بال به جان برابر است با،

$$f_b = \frac{M_y}{I} = \frac{M \times 10^3}{719277} \leq 1876 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow M \leq 1349/2 \text{ tm}$$

بنابراین حداکثر لنگر خمشی  $M$  برابر  $1349/2 \text{ tm}$  است.

۴- تعیین اندازه جوش

چریان برش موجود در محل اتصال جان بر بال برابر است با:

$$f_{vs} = \frac{VQ}{I} = \frac{100000 \times 8.0 \times 4 \times 10^2}{\frac{1}{12} (8.0 \times 20.8^3 - 79/2 \times 20.0^3)} = 452 \text{ kg/cm}$$

چون دو ردیف جوش بال را به جان متصل می کند اگر از جوش سرناسری با ارزش  $650 \text{ kg/cm}^2$  استفاده شود اندازه گوی جوش،  $a_w = 0.8$  از رابطه زیر بدست می آید.

$$2 \times 650 \times 0.8 w = 452 \Rightarrow a_w = 0.35 \text{ cm}$$

هر چند بحث اعمال جوشی در جلد بعدی کتاب، به صورت مفصل ارائه خواهد شد ولی در

این قسمت برای اطلاع خوانندگان به طور مختصر بعضی از ضوابط جوش بیان می شود.

آیین نامه AISC و محبت دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران مقرر می دارند که حداقل بعد جوش گوشه باستی براساس ضخامت قطعه متصل شوند. ضخیم تر تعیین شود. برای ضخامت بیش از  $2 \text{ cm}$  حداقل بعد جوش گوشه را ۸ میلیمتر پیشنهاد می کنند، در این صورت باستی ضخامت گوی جوش در این حالت را از  $0.35 \text{ cm}$  به  $0.4 \text{ cm}$  افزایش داد. برای جریان این افزایش



۱- ارتفاع بهینه تیر ورق را با فرض  $B_w = dte$  تعیین کنید

۲- عرض بال  $b_f$  را تعیین کنید

۳- لهیدگی را در محل بار متمرکز و تکیه‌گاهها کنترل کرده و در صورت لزوم تقویت‌های لهیدگی را از ورق با ضخامت  $A$  میلی‌متر و  $F_{yf} = 240 \text{ kg/cm}^2$  طرح کنید

۴- برش در جان تیر ورق را کنترل و در صورت لزوم تقویت‌های مابقی را طرح کنید

۵- با فرض جریان برش مجاز مصرفی که  $q_w = 50 \text{ kg/cm}$  در آن ضخامت گروی جوش است، اندازه گروی جوش بال به جان و جوش جان به تقویت مابقی را تعیین کنید

حل: لنگر خمشی حداکثر در وسط دهانه برابر است با

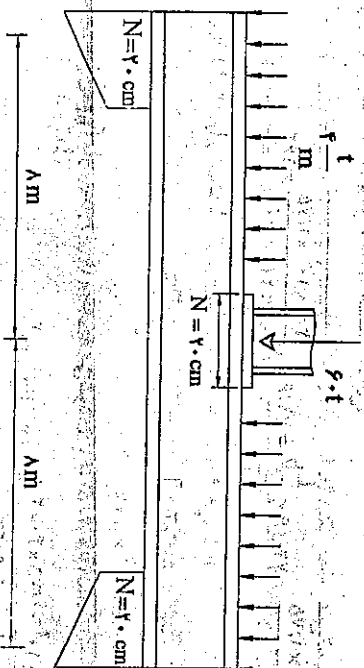
$$M_{max} = \frac{4 \times 10^4}{8} + \frac{6 \times 10^4}{4} = 3680 \text{ tm}$$

۱- ارتفاع بهینه تیر ورق

با فرض تنش مجاز  $F_y = 1240 \text{ kg/cm}^2$ ، از رابطه (۱۷۸-۱)  $F_b = 0.16 F_y = 198 \text{ kg/cm}^2$

$$h = \sqrt{\frac{3 \times 3680 \times 1.0 \times h}{2 \times 198}} \Rightarrow h = 196 \text{ cm}$$

چون توصیه شده است ارتفاع تیر مضاربی از  $50 \text{ cm}$  باشد لذا  $h = 200 \text{ cm}$  در نظر گرفته می‌شود



شکل ۱-۳۳ تیر ورق مثال ۷-۱

$$h = \sqrt{\frac{3 \times 11249/3 \times 1.0 \times 25.0}{2 \times 187.6}} = 20.0 \text{ cm}$$

برای تعیین ارتفاع بهینه تنش مجاز را بر اساس انحراف کشش برش و خمش در رابطه فوق قرار داده شد. ارتفاع  $h = 20.0 \text{ cm}$  به دلیل وقوع کمابش عمودی جان که حداکثر  $\frac{h}{t_w}$  مجاز را  $126$

$126$  (یعنی  $126/8 = 15.75$ ) توصیه می‌کند. ممکن نیست.

با فرض ثابت بودن ضخامت جان، ارتفاع بهینه از رابطه (۱۲۱-۱) تعیین می‌شود بنابراین،

$$h = \sqrt{\frac{3 \times 11249/3 \times 1.0}{187.6 \times 1.8}} = 51.92 \text{ cm}$$

ارتفاع  $h = 51.92 \text{ cm}$  نیز به دلیل وقوع کمابش قائم جان مجاز نیست. بنابراین به نظر می‌رسد که ارتفاع  $h = 20.0 \text{ cm}$  اجتناب ناپذیر است. مجدداً تأکید می‌شود تعیین ارتفاع بهینه بر اساس

رابطه (۱۷۸-۱) و یا (۱۲۱-۱) هنگامی ممکن است که سایر شرایط به طور مناسب برای تیر ورق تأمین شود

در انتها کمابش موضعی بال فشاری را با توجه به رابطه (۹-۱) کنترل می‌کنیم،

$$\frac{h}{t_w} = 25.0 > 70 \Rightarrow K_c = \frac{41.05}{(25.0)^2} = 0.132 < 0.175 \Rightarrow K_c = 0.175$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{A_0}{2 \times 4} = 10.0 > 79.5 \sqrt{\frac{K_c}{F_y}} = 79.5 \sqrt{\frac{0.175}{250.0}} = 7.795$$

این‌نامه AISCS در چاپ جدید  $K_c$  را حداقل برابر  $0.175$  توصیه می‌کند. مقررات ملی ساختمانی ایران در چاپ موجود محدودیتی برای  $K_c$  در نظر نگرفته است. از آنجائیکه نسبت

عرض به ضخامت بال فشاری تیرورق از مقدار مجاز بیشتر می‌باشد باید عرض تیرورق کمتر در نظر گرفته شده یا ضخامت بال تیرورق بیشتر گردد. بکارگیری ابعاد  $200 \text{ cm} \times 21.5 \text{ cm}$  برای بالهای تیرورق شرط کمابش موضعی بال فشاری را ارضاء می‌نماید.

مثال ۷-۱: تیر ورق نشان داده شده در شکل ۱-۳۳ را در نظر بگیرید که تحت بار متمرکز  $40 \text{ kN}$

در وسط دهانه و بار گسترده یکپارچه با شدت  $4 \text{ kN/m}$  قرار دارد. تیر در قواصل  $8 \text{ m}$ تری (تفاله تکیه‌گاه و وسط دهانه) دارای تکیه‌گاه چلنی است. چنانچه ضخامت بال‌ها  $7/6 \text{ cm}$  جان  $1 \text{ cm}$  و

$$F_y = 240 \text{ kg/cm}^2 \text{ باشد}$$

تعیین عرض بال  $b_f$  با فرض  $h = 20.0 \text{ cm}$  است:

$$F_b = \left[ 1 - 0.005 \frac{20.0 \times 1}{4.0 \times 21.6} (20.0 - 17.0) \right] 14.6 = 13.65 \text{ kg/cm}^2$$

نسبت است  $F_b = 13.65 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 13.65 \text{ kg/cm}^2$  (رابطه (۱۸-۱))

$$\frac{h}{t_w} = 20.0 < \frac{98.0 \dots}{\sqrt{24.0 \times (24.0 + 11.6)}} \approx 33.7$$

$$\frac{h}{t_w} = 20.0 > 7.0 \Rightarrow K_o = \frac{4.0 \dots}{20.0 \times 21.6} = -1.75$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{4.0}{2.0 \times 21.6} = 7.77 < 78.5 \sqrt{\frac{0.75}{24.0}} = 9.16$$

کنترل کشش موضعی بال فشرای، مناسب است

کنترل کشش عمودی جان از رابطه (۱۸-۱)

$$R = 30 + 8 \times 4 = 62$$

$$F_b = \frac{60000}{(20 + 2/5 \times 21.6)} = 2329.6 \text{ kg/cm}^2 > 1584 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش لهدگی در محل تکیه‌گاه از رابطه (۱۰-۷) و در زیر بار متمرکز از رابطه (۱۰-۶) با فرض  $K = f_c = 21.6 \text{ cm}$  انجام می‌شود. تنش لهدگی در زیر بار متمرکز برابر است با:

$$f_p = \frac{60000}{(20 + 5 \times 21.6)} = 1818 \text{ kg/cm}^2 > 1584 \text{ kg/cm}^2$$

تعیین عرض بال  $b_f$  با فرض  $h = 20.0 \text{ cm}$  است:

$$S = \frac{1}{12 \times 1.0 \times 21.6} [b_f \times 20.0 \times 21.6^3 - (b_f - 17.0) \times 21.6^3] = 57.0 b_f + 6498 \text{ cm}^3$$

$$F_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{738 \times 10^5}{57.0 b_f + 6498} \leq 14.4 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow b_f = 36/5 \text{ cm}$$

$$S = \frac{1}{12 \times 1.0 \times 21.6} [4.0 \times 20.0 \times 21.6^3 - 3.9 \times 20.0^3] = 272.0 \text{ cm}^3$$

$$F_T = \frac{M}{S} = \frac{738 \times 10^5}{272.0} = 1378 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = 10.15 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = 10.15 \text{ cm}$$

$$R_{D1} = \frac{1}{2} \frac{24.0 \times 78.5 \times 21.6^2}{1.0 \times 78.5 \times 1.0 \times 21.6} = 140.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{br} = \frac{A_f \times 1.0 \times 78.5 \times 4.0 \times 21.6}{80.0 \times 20.0 \times 21.6} = 931 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \text{Max}(140.6, 931) = 140.6 \text{ kg/cm}^2$$

چنانچه تنش مجاز خمشی را در ابتدا برابر با  $F_b$  یعنی  $14.4 \text{ kg/cm}^2$  فرض می‌توان نوشت.

چون  $\frac{h}{t_w} = 20.0 > \frac{98.0}{\sqrt{24.0}} = 16.7/8$

برای تعیین تنش مجاز خمشی، ابتدا  $F_b$  را محاسبه می‌کنیم.

با توجه به رابطه (۲-۱) برابر با  $17.5$  است. بنابراین

$F_b$  از رابطه (۴-۱) برابر است با:

تنش مجاز خمشی،  $F_{br}$  از رابطه (۶-۱) محاسبه می‌شود.

و  $F_b$  از رابطه (۷-۱) برابر خواهد بود با:

$$f_a = \frac{P}{A^+} = \frac{60000}{55} = 1090 \text{ kg/cm}^2 < 1750/5 \text{ kg/cm}^2$$

مستقیم است

ب- در محاسبه تکیه گاه

$$A_{pb} \leq 0.19 \times 2400 \Rightarrow A_{pb} = 787 \text{ cm}^2$$

اگر از ورق تقویتی با ضخامت  $t_s = 1 \text{ cm}$  استفاده شود عرض ورق در محل اتصال آن به بال

$$A_{pb} = 2ct_s \Rightarrow 787 = c \times 1 \Rightarrow c = 787 \text{ cm}$$

اگر عرض ورق تقویتی در تکیه گاه  $b_s = 16 \text{ cm}$  در نظر گرفته شود سطح مؤثر هاشور خورده برای تحمل عکس العمل تکیه گاهی ۶۲-۱ مطابق شکل ۲۳-۱ است. خصوصیات هندسی سطح

$$A^+ = 12 \times 1 + 2 \times 16 = 44 \text{ cm}^2$$

$$I^+ \approx 12 \times \frac{12^3}{12} \approx 2995 \text{ cm}^4, \quad r^+ = \sqrt{\frac{2995}{44}} = 8.175 \text{ cm}$$

لاغری ستون برابر است با:

$$\frac{1750 \times 200}{12} = 29167 \Rightarrow F_a = 1781 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل فشار روی سطح هاشور خورده شکل ۲۳-۱،

$$f_a = \frac{60000}{44} = 1363.6 \text{ kg/cm}^2, \quad \frac{f_a}{F_a} = 1/0.2$$

می توان گفت خوب است،

کنترل گشایش موضعی مناسب است،

$$\frac{D_s}{t_s} = 16 < \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.12$$

بنابراین از ورق تقویت لپدیگی (B.S)  $150 \times 10 \text{ mm}$  برای تحمل بار متمرکز ۶۰ تن و

۱۶۰۰×۱۰۰ mm در تکیه گاهها استفاده می شود.

۴- کنترل برش

نمودار نیروی برشی تیر شکل ۲۳-۱ در شکل ۲۴-۱ نشان داده شده است.

**طراحی تقویت های لپدیگی**

الف - زیر بار متمرکز ۶۰ تن

از رابطه (۱۱-۱) برای حدس اولیه مساحت ورق تقویتی استفاده می کنیم،

$$A_{pb} \leq 0.19 \times 2400 \Rightarrow A_{pb} = 771.8 \text{ cm}^2$$

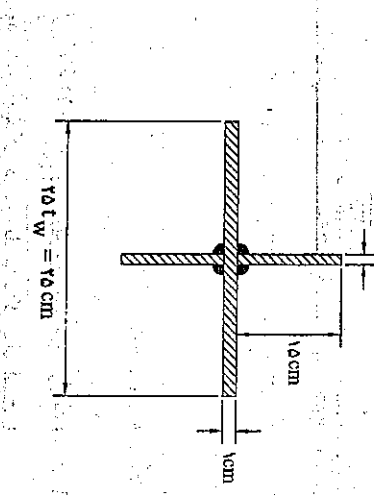
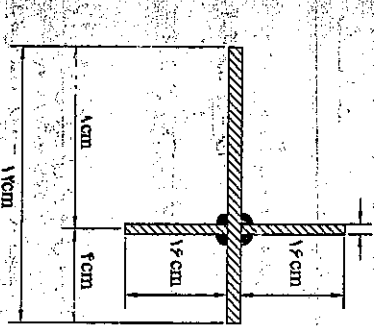
اگر عرض ورق تقویتی  $b_s = 15 \text{ cm}$  باشد سطح مؤثر هاشور خورده برای تحمل بار متمرکز ۶۰

تن مطابق شکل ۲۳-۱ الف خواهد بود.

خصوصیات هندسی سطح هاشور خورده شکل ۲۳-۱ الف چنین است.

$$A^+ = 15 \times 1 + 2 \times 0.1 = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$I^+ \approx 15 \times \frac{15^3}{12} = 2812.5 \text{ cm}^4, \quad r^+ = 6.173 \text{ cm}$$



(الف)

لاغری ستون معادل برابر است با:

$$\frac{1750}{15.2} = 11513.8 \text{ kg/cm}^2 = 11.51 \text{ t/cm}^2$$

تنش مجاز فشاری،  $F_a$  برای ضریب لاغری ۲۲.۳ از جدول مربوط به  $1750/5 \text{ kg/cm}^2$  است. برای کنترل فشار

فصل چهارم از جلد اول کتاب سازه های فولادی برابر  $1750/5 \text{ kg/cm}^2$  است. برای کنترل فشار

روی سطح هاشور خورده می توان نوشت،

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times K}{2400 \times 200} = 0.2372 \Rightarrow K = 11/24$$

چون  $11/24 > 9/24$  برای تعیین  $a$  رابطه (۴۲-۱) ب استفاده نمود.

$$K = f + \frac{5/24}{(a/h)^2} = 0.2372 \Rightarrow \frac{a}{h} = 0.85 \Rightarrow a = 17.0 \text{ cm}$$

اولین تقویت میانی را در فاصله ۱۷۰ سانتی متری از تکیه گاه سمت چپ قرار می دهیم.

محاسبه نیروی برشی و تنش برشی در فاصله ۱۷ متری از تکیه گاه

$$V = 62 - 4 \times 17 = 55/24, \quad f_v = \frac{55200}{200 \times 10^2} = 276 \text{ kg/cm}^2$$

چنانچه در فاصله بین اولین تقویت میانی و بار متمرکز ۶۰ تن از هیچگونه تقویت میانی استفاده نمودن آنگاه،

$$a = 8 - 17/2 = 9/2 \text{ cm}$$

ضریب  $K$  از رابطه (۴۲-۱) الف برابر است با

$$K = 5/24 + \frac{4}{(3/15)^2} = 5/24$$

$C_v$  از رابطه (۸۶-۱) تعیین می شود.

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 5/24}{2400 \times 200} = 0.188$$

کنترل رابطه (۷۹-۱) جهت بررسی امکان استفاده از حوزه کشش.

$$\frac{a}{h} = 2/15 > \text{Min} \left( \frac{25 \cdot 1}{20 \cdot 1}, 2 \right) = 1/69$$

پس از حوزه کشش نمی توان استفاده کرد. تنش مجاز برشی،  $F_v$  از رابطه (۸۵-۱) تعیین می شود.

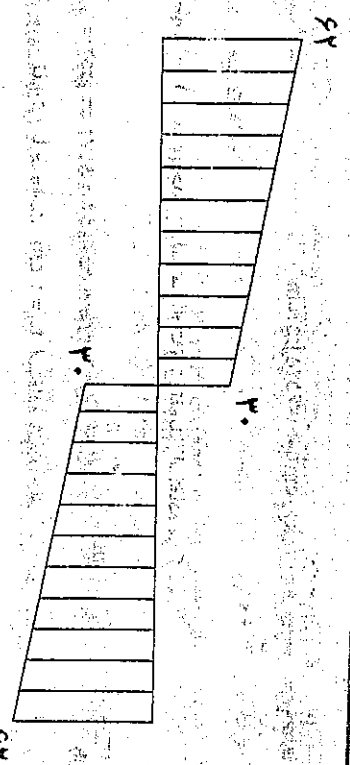
$$F_v = \frac{0.188 \times 2400}{2/189} = 156 < f_v = 276 \text{ kg/cm}^2$$

چنانچه در وسط فاصله بین اولین تقویت میانی و تقویت بعدی زیر بار متمرکز از یک تقویت میانی استفاده نمائیم آنگاه.

$$a = \frac{9^2}{2} = 40.5 \text{ cm}$$

در این صورت رابطه (۷۹-۱) برقرار می شود و می توان از حوزه کشش و قدرت بعد از کمایش استفاده کرد.

$$K = 5/24 + \frac{4}{(1/57)^2} = 9/195$$



شکل ۲۴-۱ نمونه نیروی برشی تیر ورق مثال ۲-۱

تنش موجود در تکیه گاه برابر است با.

$$f_v = \frac{V}{h t_w} = \frac{62000}{200 \times 10^2} = 310 \text{ kg/cm}^2$$

چون  $310 > \frac{2185}{\sqrt{2400}} = 420$  و در تکیه گاه و پائل انتهایی نمی توان از مقاومت بعد از کمایش

ورق استفاده کرد لذا تنش مجاز برشی،  $F_v$  از رابطه (۸۵-۱) تعیین می شود. ضریب کششی

موضعی برشی  $K$  با فرض نبودن تقویت میانی در فاصله بین تکیه گاه و بار متمرکز از رابطه

(۴۲-۱) الف محاسبه می شود

$$\frac{a}{h} = \frac{8}{200} = 4 > 1 \Rightarrow K = 5/24 + \frac{4}{4^2} = 5/59$$

ضریب  $C_v$  با فرض کمایش الاستیک از رابطه (۸۶-۱) برابر است با

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 5/59}{2400 \times 200} = 0.182 < 0.18$$

تنش مجاز برشی از رابطه (۸۵-۱) برابر است با

$$F_v = \frac{0.182 \times 2400}{2/189} = 157/2 \text{ kg/cm}^2$$

چون  $157/2 > F_v = 157/2 \text{ kg/cm}^2$  است، لذا بایستی از تقویت میانی استفاده کرد

تعیین فاصله اولین تقویت میانی از تکیه گاه سمت چپ

$$F_v = \frac{C_v \times 2400}{2/189} = f_v = 210 \Rightarrow C_v = 0.2372 < 0.18$$

با فرض  $D=1$  و  $\gamma=1$ ، سطح مقطع لازم تقویت میانی از رابطه (۹۰-۱) برابر است با:

$$A_{st} = \frac{1 - \gamma}{2\gamma A} \left[ \frac{1/\delta\gamma\delta^2}{1/\delta\gamma\delta} - \sqrt{1 + 1/\delta\gamma\delta^2} \right] 1 \times 1 \times 2 \times 10^4 = 18/9 \text{ cm}^2$$

چنانچه برای اولین تقویت میانی  $t_s = 1 \text{ cm}$  و  $b_s = 10 \text{ cm}$  و برای تقویت بعدی در فاصله ۴۸۵ سانتی متری از کتیبه که  $t_s = 1 \text{ cm}$ ،  $b_s = 10 \text{ cm}$  و در نظر گرفته شود، کتشیلهای مربوطه به شرح زیر است.

$$A_{st} = \gamma b_s t_s = 2 \times 10 \times 1 = 20 \text{ cm}^2 > 18/9 \text{ cm}^2$$

تقویت میانی اولی، مناسب است

$$I_{st} = 1 \times \frac{\gamma^3 t^3}{12} = 77/12 > \left(\frac{h}{\delta}\right)^4 = 256$$

مناسب است

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{10}{1} = 10 < \frac{\gamma\delta\delta}{\sqrt{240}} = 16/2$$

مناسب است

$$A_{st} = \gamma b_s t_s = 2 \times 10 \times 1 = 20 \text{ cm}^2 > 18/9 \text{ cm}^2$$

تقویت میانی دوم، مناسب است

$$I_{st} = 1 \times \frac{\gamma^3 t^3}{12} = 77/12 > \left(\frac{h}{\delta}\right)^4 = 256$$

مناسب است

$$\frac{b_s}{t_s} = 10 < \frac{\gamma\delta\delta}{\sqrt{240}} = 16/2$$

مناسب است

۵- تعیین اندازه جوش

جوش بال به جان:

برای برش موجود در محل اتصال جان به بال در محل نیروی برشی حداکثر  $\gamma = 624$  برابر است با:

$$f_{ys} = \frac{\gamma Q}{I} = \frac{62400 \times 4 \times 2/6 \times 10^4}{1 \times \left(4 \times 2 \cdot 5/12 - 24 \times 2 \cdot 0^3/12\right)} \cong 223 \text{ kg/cm}$$

چون دو ردیف جوش بال را به جان متصل می کند چنانچه از جوش سراسری استفاده شود اندازه گوی جوش  $a_w$ ، از رابطه زیر بدست می آید:

$$\gamma \times 65 \cdot a_w = 223 \Rightarrow a_w = 0/1/1 \text{ cm}$$

صیحت دهه از مقررات ملی ساختمانی ایران معور می دارد که حداقل ضخامت جوش با توجه به

صخامت صفحه ضخیم تر (ورق بال) که ۲cm است برابر ۸ میلی متر باشد. از این رو از جوش

منقطع با ضخامت ۸ mm و طول ۱۵ سانتی متر که فاصله مرکز به مرکز آن ۳۰ سانتی متر است

استفاده می کنیم.

ضریب  $C_v$  از رابطه (۸۶-۱) برابر است با:

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 6/195}{2400 \times 2 \cdot 0^2} = 0/228 < 0/8$$

تنش مجاز برشی با استفاده از حوزه کاهش از رابطه (۷۸-۱) تعیین می شود:

$$F_v = \frac{2400}{2/189} \left[ 0/228 + \frac{1 - 0/228}{1/159 + 1/1575} \right] = 288 \text{ kg/cm}^2$$

و چون  $F_v = 288 \text{ kg/cm}^2 < F_y = 276 \text{ kg/cm}^2$ ، تنش برشی کنترل می شود. در پائل دوم نیز به دلیل کمتر شدن نیروی برشی تنش موجود برشی کنترل خواهد شد.

طراحی تقویت های میانی

مشخصات مربوط به اولین تقویت میانی در فاصله ۱۷۰ سانتی متری که پائل اول را تشکیل می دهد به قرار زیر است،

$$\frac{a}{h} = 0/85 \quad C_v = 0/228$$

آیین نامه AISI در صحت دهه از مقررات ملی ساختمانی ایران رابطه (۹۰-۱) را برای تعیین سطح مقطع تقویت های میانی که در آنها از حوزه کاهش استفاده شده است توصیه می کند.

هرچند این آیین نامه ها برای اولین تقویت میانی تنها تحقق شرایط سختی ( $f_y$ ) و پایداری ( $b/t$ ) را ضروری می دانند ولی چون اولین تقویت میانی بین پائل اول و دوم قرار دارد در کلیه معالهای

مربوطه در این کتاب برای حدس اولیه سطح مقطع تقویت میانی اول از رابطه (۹۰-۱) استفاده می کنیم.

با فرض استفاده از ورق تقویتی در طرفین جان  $D=1$  با  $f_{yst} = 240 \text{ kg/cm}^2$  ( $\gamma=1$ )،

سطح مقطع لازم تقویت میانی از رابطه (۹۰-۱) برابر است با:

$$A_{st} = \frac{1 - \gamma}{2} \left[ \frac{1/\delta\delta^2}{1/\delta\delta} - \sqrt{1 + 1/\delta\delta^2} \right] 1 \times 1 \times 2 \times 10^4 = 18/9 \text{ cm}^2$$

خصوصیات مربوط به دومین تقویت میانی در فاصله ۳۱۵ سانتی متری از اولین تقویت میانی به

صورت زیر است،

$$\frac{a}{h} = 1/575 \quad C_v = 0/228$$

برای تعیین ظرفیت مجاز جوش می توان نوشت،  
 جلیب است.  $R_w = 4 \times 650 \times 0.15 \times 0.125 = 48.75 \text{ kg/cm} > 25.6 \text{ kg/cm}$

### جوش ورق تقویت لپیدگی (B.S) به جان

بخت کننده لپیدگی در تکیه گاه توسط چهار نوار جوش مطابق شکل ۱-۳۳ ب به جان متصل می شود. بنابراین جریان برش موجود در محل اتصال عکس العمل تکیه گاهی  $4 \times 20$  تن برابر است با

$$F_{VS} = \frac{4 \times 2000}{4 \times 200} = 10 \text{ kg/cm}$$

با توجه به ضخامت  $t_w = t_g = 1$  چنانچه اندازه گوی جوش را ۵ میلی متر در نظر بگیریم و از جوش منقطع با طول جوش ۵ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۱۵ سانتی متر استفاده کنیم درصد جوش منقطع برابر با ۳۰ درصد خواهد بود. کنترل جوش اتصال ورق تقویت لپیدگی به جان چنین است.

$$R_w = 650 \times 0.15 \times 0.125 = 12.5 \text{ kg/cm} > 7.75 \text{ kg/cm}$$

فاصله آزاد بین دو جوش منقطع، ضوابط آئین نامه ساختمانی ایران را تأمین می کند. در محل نیروی متمرکز نیز از همین ابعاد برای جوش اتصال ورق تقویتی لپیدگی به جان استفاده می کنیم.

### کنترل تنش های فشاری مستقیم

هر چند در صورت نبودن نیروی متمرکز در فاصله بین تقویت ه تنش فشاری مستقیم جان مطابق آئین نامه ایران کنترل کننده نیست، ولی برای اطمینان پابل اول  $(a = 170 \text{ cm})$  که را بحرانی تر از سایر پائها است، مطابق روابط باسل کنترل می کنیم. تنش موجود فشاری  $f_c$ ، از رابطه

$$f_c = \frac{W}{t_w} = \frac{40}{1} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

اگر با ما در مقابل دوران آزاد باشند آنگاه ضریب K از رابطه (۱۱۳-۱) برابر است با

$$K = \frac{4}{(170/20)^2} + 2 = 7/54$$

کنترل تنش فشاری مستقیم با استفاده از رابطه (۱۱۴-۱) چنین است.

$$f_c = 40 \text{ kg/cm}^2 < \frac{7 \times 10^5 \times 7/54}{2000} = 1239.5 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است

به طور خلاصه ابعاد ورقهای بال و جان و تقویت های لپیدگی و میلی و جوش ها به شرح زیر است.

$$b_f = 40 \text{ cm}, t_f = 7/5 \text{ cm}, h = 200 \text{ cm}, t_w = 10 \text{ mm}$$

ابعاد مقطع تیر ورق

در این صورت فاصله آزاد بین دو جوش ۱۵ سانتی متر خواهد بود که کمتر از حداکثر مقدار مجاز (۱۶ برابر ضخامت ورق تارکتر) پیشنهادی مقررات ملی ساختمانی ایران است.

ظرفیت برشی جوش منقطع با توجه به درصد آن به قرار زیر است.

$$\frac{15}{16} \times 100 = 93.75\%$$

مناسب است  $R_w = 4 \times 650 \times 0.15 \times 0.125 = 48.75 \text{ kg/cm} > 25.6 \text{ kg/cm}$  ظرفیت برشی جوش

هر چند کنترل فوق محافظه کارانه به نظر می رسد ولی با توجه به حداکثر مجاز فاصله آزاد جوش و رعایت مسائل اجرایی، بعضی اوقات انتخاب این ابعاد برای جوش اجتناب ناپذیر است.

### جوش ورق تقویتی میانی (IS) به جان

جریان برش،  $f_{VS}$ ، در محل اتصال جان به تقویت میانی از رابطه (۹۳-۱) تعیین می شود.

$$F_{VS} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{140}\right)^2 + \left(\frac{F_u}{140}\right)^2} = 200 \sqrt{\left(\frac{240}{140}\right)^2 + \left(\frac{360}{140}\right)^2} = 444 \text{ kg/cm}$$

حداقل ضخامت گوی جوش با توجه به ضخامت ورق ۱ سانتی متری ۵ میلی متر است.

در صورتی که از جوش منقطع با طول جوش ۴ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۱۰ سانتی متر استفاده کنیم درصد جوش منقطع برابر است با

$$\frac{4}{10} \times 100 = 40\%$$

چون برای اتصال ورق تقویت میانی به جان از ۴ نوار جوش استفاده می کنیم، بنابراین ظرفیت مجاز جوش با توجه به درصد منقطع آن برابر است با

$$R_w = 4 \times 650 \times 0.15 \times 0.125 = 48.75 \text{ kg/cm} > 25.6 \text{ kg/cm}$$

چون در پابل دوم از حداکثر ظرفیت برشی جان استفاده نشده است می توان جریان برشی،  $f_{VS}$

$$f_{VS} = 444 \times \frac{40}{100} = 177.6 \text{ kg/cm}$$

را در نسبت  $\frac{f_V}{F_V}$  ضرب نمود، بنابراین

در صورتی که از جوش منقطع با طول جوش ۳ cm و فاصله مرکز به مرکز ۱۴ سانتی متر استفاده کنیم، فاصله آزاد بین جوش های منقطع ۱۲ سانتی متر خواهد بود که از ۱۶ برابر ضخامت ورق تارکتر کمتر است. درصد جوش منقطع در این حالت برابر است با

$$\frac{3}{16} \times 100 = 18.75\%$$

درصد جوش منقطع موجود

مثال ۱-۸: تیر ورقی برای پوشش پلی بنه طول دهانه ۱۰ متر و عرض باربر ۷ متر با

تکیه گاههای ساده در نظر بگیرید. چنانچه شدت بار گسترده وارد بر عرشه بل شامل بارهای مرده

۲ باشد و تیر ورق از تکیه گاه جانبی کافی برای بال فشاری برخوردار باشد، با

فرض  $F_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^2$  و عرض نشیمن تکیه گاه  $N = ۵۰ \text{ cm}$  مطلوبست:

الف - طرح کامل و اقتصادی تیر ورق براساس مقطع یکموانت در طول تیر

ب - طرح تیر ورق با استفاده از عرض متغیر بال و ضخامت بال و جان و نیز ارتفاع ثابت جان

ج - طرح تیر ورق با استفاده از تغییر در ابعاد جان و عرض بال

۱- طرح اقتصادی تیرورق براساس مقطع یکموانت

- تیس بارهای وارده

بارهای وارده بر روی محور تیر ورق شامل وزن تیر و بار گسترده مربوط به عرض ۷ متر

می باشد بنابراین

$$W_B \text{ t/m} = ۱۴ + W_B \text{ (وزن تیر)} \quad W_B \text{ (وزن بار و زرد بر عرشه)} = W_E \text{ شدت کل بار}$$

وزن واحد طول تیر با توجه به وزن مخصوص  $\frac{۷۸۵۰}{۳} \text{ t/m}^3$  برای فولاد بدست می آید.

$$W_B = \frac{۷۸۵۰(A_f + A_w)}{۱۰۰۰۰} \quad W_B = ۰.۰۰۷۸۵(A_f + A_w) \text{ t/m}$$

در رابطه فوق  $A_w$  به ترتیب مساحت بال و جان و بر حسب  $\text{cm}^2$  هستند.

حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی برابرند با:

$$V_{max} = \frac{WL}{۲} = ۵۰۰۰ [۰.۰۰۷۸۵(A_f + A_w)] \text{ kg}$$

$$M_{max} = \frac{WL^2}{۸} = ۱۲۵ \times ۱۰^2 [۰.۰۰۷۸۵(A_f + A_w)] \text{ kg cm}$$

طراحی اجزاء مقطع تیر ورق

براساس لنگر خمشی  $M_{max}$  و ونمای مقطع تیر ورق را تعیین می کنیم که وزن واحد طول تیر

حداقل شود پس از آن کلیه کنتربهای لازم برای جلوگیری از پدیدههای گمانش را رعایت کرده و

در صورت لزوم ابعاد تقویت کنندههای عرضی را تعیین می کنیم.

برای معیار جلوگیری از گمانش موضعی در بال فشاری، با فرض  $\frac{h}{t_w} > ۷۰$  می توان نوشت:

ابعاد ورق تقویتی لهدگی در محل بار متمرکز ۶۰ تن  $P_L ۱۵۰ \times ۱۰ \text{ mm}$

ابعاد ورق تقویتی لهدگی در تکیه گاه  $P_L ۱۶۰ \times ۱۰ \text{ mm}$

ابعاد اولین ورق تقویتی میانی به فاصله ۱۷۰ cm از تکیه گاهها  $P_L ۱۰۰ \times ۱۰ \text{ mm}$

ابعاد دومین ورق تقویتی میانی به فاصله ۴۸۵ cm از تکیه گاهها  $P_L ۱۰۰ \times ۱۰ \text{ mm}$

برای اتصال یال به جان از جوش منقطع با ضخامت گوی ۱۵ سانتی متر با فاصله

برای اتصال ورق های تقویتی میانی (زردیک تکیه گاهها) به جان از جوش منقطع با ضخامت

گروی ۵ mm و طول ۴ سانتی متر با فاصله آزاد ۶ سانتی متر استفاده می کنیم.

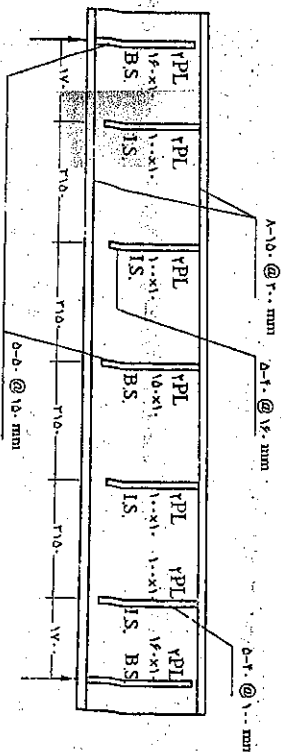
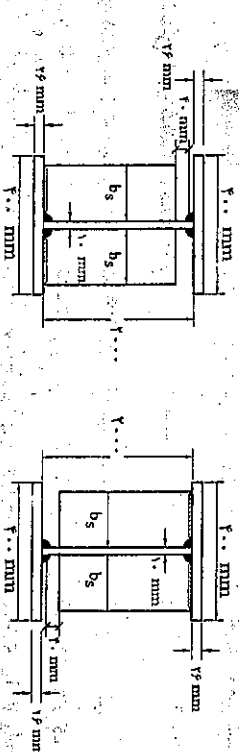
برای اتصال ورق های تقویتی میانی در فاصله ۴۸۵ cm از تکیه گاهها از جوش منقطع با ضخامت

گروی ۵ mm و طول ۴ سانتی متر با فاصله آزاد ۱۲ سانتی متر استفاده می کنیم.

برای اتصال ورق های تقویتی لهدگی به جان تیرورق از جوش منقطع با ضخامت گروی ۵ mm

و طول ۵ سانتی متر و فاصله آزاد ۱۰ cm استفاده می کنیم.

در شکل ۳۸-۱ نقشه اجرایی تیرورق مثال ۷-۱ به طور مختصر نشان داده شده است.



ب - ابعاد جوشها و ورق های تقویتی (ابعاد کامل مشخصات است)

شکل ۱-۳۸ نقشه اجرایی مختصر تیرورق مثال ۷-۱



جدول ۱-۲ ابعاد تیر ورق براساس ارضاء روابط (الف)، (ب)، (ج)

وضعیت	وزن واحد طول ۱ م	رابطه (ج)	رابطه (ب)	$t_w$ (cm)	$h$ (cm)	رابطه (الف)	$r_f$ (cm)	$b_f$ (cm)
متناسب	$\frac{1}{m}$							
متناسب	۵/۷۷۵	۰/۸۲۳	۰/۹۸۹	۷/۴	۸۰۰	۰/۹۷	۱۲	۲۰
متناسب	۲/۹۷۷	۰/۹۳۱	۰/۹۹۹	۷/۲	۷۰۰	۰/۹۶	۱۲	۲۰
متناسب	۲/۹۶۹	۱/۰۱۳	۰/۹۸۹	۷/۸	۶۰۰	۰/۹۸	۱۲/۵	۱۱
تقریباً متناسب	۲/۹۶۷	۰/۹۵۷	۰/۹۵۳	۷/۸	۹۰۰	۰/۹۸۲	۱۰	۱۷/۵
متناسب	۲/۵۷۸	۰/۹۷۶	۰/۹۹۶	۷/۸	۹۴۰	۰/۹۳	۱۰	۱۷/۰
متناسب	۲/۷۱	۰/۹۶۵	۰/۹۸۹	۳	۱۰۰۰	۰/۸۷۴	۱۰	۱۵
تقریباً متناسب	۲/۸۹۸	۱/۰۱۴	۰/۹۸۹	۷/۳	۱۱۰۰	۰/۹۳۸	۹	۱۵
تقریباً متناسب	۵/۳۲۶	۱/۰۰۵	۰/۹۸۹	۷/۶	۱۲۰۰	۰/۹۹۴	۸/۵	۱۲/۵

با توجه به نتایج نشان داده شده در جدول (۱-۲)،

گزینه  $t_w = 12 \text{ cm}$  ;  $b_f = 16 \text{ cm}$  ;  $r_f = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 94 \text{ cm}$  و  $t_w = 7 \text{ cm}$  ضمن کنترل کماتش

موضعی بال فشاری، کماتش قائم جان و معیار تنش‌های خمشی دارای حداقل وزن برای واحد طول تیر می‌باشد. بنابراین تنش خمشی موجود و تنش مجاز خمشی بدون هیچگونه تقریبی در محاسبه اساس مقطع به صورت زیر کنترل می‌شود.

$$S_x = \frac{16 \times 94^3 - 157/2 \times 94^3}{12 \times 24} = 1907978 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{M_{\text{max}}}{S_x} = \frac{125 \times 10^6 (14 + 4/578)}{1907978} = 121712 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{94 \times 7/8 \left( \frac{94}{7/8} - \frac{6370}{\sqrt{144}} \right)}{16 \times 10} \right] = 0.872 F_b = 12411 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 121712 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 12411 \text{ kg/cm}^2$$

**کنترل برش**

با توجه به اینکه  $24 > 235/7 = \frac{h}{t_w}$  است بایستی در طول تیر تغییرات کثمته عرضی به

گروهی به کار برد تا تنش موجود برشی  $F_v$  کوچکتر از تنش مجاز برشی  $F_v$  شود در این صورت مطابق مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران بایستی  $\frac{2}{h}$  رابطه (۱-۷۹) را ارضاء نماید.

$$\frac{b_f}{r_f} \leq 71.5 \sqrt{\frac{K_c}{F_y}} \quad K_c = \frac{4/5}{(h/t_w)^2 / 12}$$

در این صورت ضابطه محدودیت لایه‌ی بال فشاری چینی است.

$$\frac{b_f}{r_f} \leq \frac{60/23}{\sqrt{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}} \Rightarrow \frac{b_f \left(\frac{h}{t_w}\right)^2}{60/23 F_y} \leq 1 \quad \text{(الف)}$$

معیار جلوگیری از کماتش عمودی بال تیر برای  $\frac{2}{h} > 71.5$  بدین صورت است.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{980000}{\sqrt{F_y} (F_y + 112)} \Rightarrow \frac{h}{232/984 F_y} \leq 1 \quad \text{(ب)}$$

معیار جلوگیری از کماتش خمشی جان با فرض  $\frac{h}{t_w} > \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$  به قرار زیر است.

$$(f_b)_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{S} \leq F_b = F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_t} \left( \frac{h}{t_w} - \sqrt{F_b} \right) \right]$$

با توجه به وجود تکیه‌گاه‌های جانبی به صورت سرتاسری در طول تیر ورق  $F_b = 0.6 F_y = 144 \text{ kg/cm}^2$  خواهد بود اساس مقطع تیر به صورت تقریب برابر است با.

$$S \geq (A_f + \frac{A_w}{2}) h$$

در نتیجه ضابطه کنترل معیار تنش‌های خمشی با اظاظ کردن پدیده کماتش خمشی جان به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{125 \times 10^6 \left[ 14 + 0.0005 \frac{A_w}{A_t} (A_f + A_w) \right]}{144 \cdot h \left( A_f + \frac{A_w}{2} \right) \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_t} \left( \frac{h}{t_w} - \sqrt{144} \right) \right]} \leq 1 \quad \text{(ج)}$$

مقادیر  $A_w$ ،  $A_f$  را با استفاده از روش سعی و خطا چنان تعیین می‌کنیم که ضمن محقق

شدن روابط (الف)، (ب) و (ج) وزن واحد طول تیر ورق حداقل گردد. در جدول ۱-۲ ابعاد تیر ورق که براساس ارضاء روابط مربوطه تعیین گردیده محاسبه شده است.



بروزی برشی در فاصله ۲۴۰ سانتی متری از محل نیروی عکس العمل تکیه گاه برابر است به

$$V = (14 + 41/578)50 - (14 + 41/578)7/4 \approx 884/32$$

کنترل تنش برشی به صورت زیر است،

$$f_v = \frac{884/32}{940 \times 7/8} \approx 336 < F_v = 665/78 \text{ kg/cm}^2$$

خوب است.

طرح تقویت میانی (IS)

اولین تقویت میانی را براساس حالت بحرانی برای پائل اول و دوم طرح می کنیم،

$$\frac{a}{h} = 0.255, \quad K = 86/17, \quad C_v = 0.93$$

$$\frac{a}{h} = 0.16, \quad K = 181/8, \quad C_v = 0.719$$

اطلاعات مربوط به پائل دوم به بعد سطح مقطع بیشتری را برای تقویت میانی حاصل می کند.

چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با تنش تسلیم  $F_{yst} = 240 \text{ kg/cm}^2$  در طرفین جان استفاده کنیم، آنگاه  $1-d$  و  $1-y$  خواهد بود و سطح مقطع تقویت های میانی برابر است به

$$A_{st} = \frac{1 - 0.219}{2} \left[ \frac{0.16^2}{\sqrt{1 + 0.16^2}} \right] \times 1 \times 940 \times 7/8 = 299/4 \text{ cm}^2$$

چون  $\frac{f_v}{F_v} < 1$  است، آئین نامه اجازه می دهد سطح مقطع ورق های تقویتی میانی را با ضریب  $\frac{f_v}{F_v}$  بصورت زیر کاهش دهیم،

$$A_{st} = 299/4 \times \frac{336}{665/78} = 151/2 \text{ cm}^2$$

چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با مشخصات  $b_s = 40 \text{ cm}$ ،  $t_s = 7/8 \text{ cm}$  استفاده کنیم

$$7b_s t_s = 224 \text{ cm}^2 > 151/2 \text{ cm}^2$$

کنترل سنجش ورق تقویتی میانی مطابق رابطه (1-1)

$$I_{st} = \frac{7/8(8 \times 40 + 7/8)^3}{12} = 1222855 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{5}\right)^4 = 122920 \text{ cm}^4$$

$$\frac{a}{h} < \text{Min} \left( 3, \frac{250 \sqrt{t}}{(235/7)^2} \right) = 0.16$$

بنابراین حداکثر فاصله تقویت کننده های عرضی در طول تیر  $a_{max} = 0.16h \approx 56 \text{ cm}$  است.

در پائل مجاور تکیه گاهها استفاده از عملکرد حوزه کشش مجاز نیست تنش موجود برشی در محل

تکیه گاه برابر است به،

$$f_v = \frac{V_{max}}{h t_w} = \frac{5000 \cdot [14 + 0.000788(2 \times 160 \times 10 + 940 \times 7/8)]}{940 \times 7/8} = 257/9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v \leq F_v \Rightarrow 257/9 \leq \frac{C_v \times 240}{7/8} \Rightarrow C_v = 0.425$$

پس کمترین موضعی در محدود فلابلاستیک رخ داده و با استفاده از رابطه (1-8) ضریب کاهش می شود.

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times K}{240 \times 235/7} = 0.425 \Rightarrow K = 26/49$$

چون  $K > 9/24$  است پس رابطه (1-8) حاکم است و می توان نوشت.

$$K = 4 + \frac{5/34}{(a/h)^2} = 26/49 \Rightarrow \frac{a}{h} = 0.405$$

با توجه به عرض نشیمن تکیه گاه  $50 \text{ cm}$  چنانچه مرکز تقویت لهدگی را در فاصله ۲۵ سانتی متری از بر تکیه گاه قرار دهیم، و اولین تقویت میانی را در فاصله ۲۴۰ سانتی متری از مرکز

تقویت های لهدگی قرار دهیم می توان نوشت،

$$\frac{a}{h} = \frac{240}{940} = 0.255 < 0.405$$

مناسب است.

چنانچه بقیه تقویت های میانی را با توجه به حداکثر تقویت کننده های عرضی به فاصله ۵۶ سانتی متری از اولین تقویت میانی قرار دهیم، آنگاه،

$$\frac{a}{h} = \frac{56}{940} \approx 0.06 \Rightarrow K = 4 + \frac{5/34}{0.06^2} = 181/8$$

ضریب  $C_v$  از رابطه (1-8) برابر است به،

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 181/8}{240 \times 235/7} = 0.719$$

تنش مجاز برشی با احتساب اثر عملکرد حوزه کشش از رابطه (1-8) برابر است به،

$$F_v = \frac{240}{7/8} \left[ \frac{0.719}{1 + 0.719} + \frac{1 - 0.719}{7/8 \sqrt{1 + 0.16^2}} \right] = 665/78 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل کماتش موضعی ورق تقویت لپیدگی

$$b_s = \frac{50}{3} = 16.67 \approx \frac{795}{\sqrt{4300}} = 16.17$$

می توان قبول کرد

مداخل جوش اتصال بال به جان

جریان برش حداکثر در محل تکیه گاه در محل اتصال بال به جان برابر است با

$$f_{js} = \frac{VQ}{I} = \frac{97890 \cdot (160 \times 100 \times 475)}{915829600} = 77.08 \text{ kg/cm}$$

حداقل ضخامت جوش بر اساس ضخامت صفحه ضخیمتر ( $t_f = 10 \text{ cm}$ ) مطابق مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران ۸ میلی متر است. ظرفیت برشی جوش  $R_w$  با ضخامت

$$R_w = 2 \times 65 \times 0.18 = 10.4 \text{ kg/cm}$$

چون ظرفیت جوش از جریان برش حداکثر بزرگتر است می توان از جوش مقطع استفاده کرد

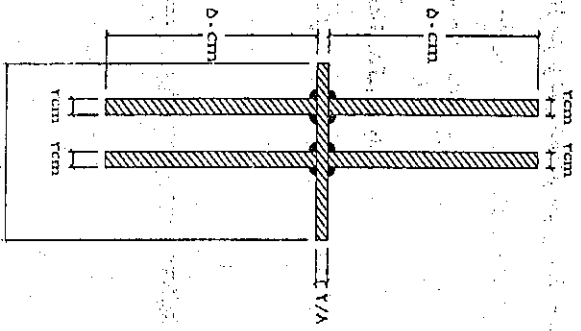
بنابراین

$$L_w = \frac{77.08}{10.4} = 7.4 \text{ cm}$$

چنانچه طول جوش را برابر ۵۰ سانتی متر در نظر بگیریم  $L_w$  فاصله مرکز به مرکز جوش

$$L_w = \frac{50}{0.774} \approx 70 \text{ cm}$$

مقطع برابر است با



شکل ۱-۳-۳ سطح مقطع مرکز تکیه گاه برای لپیدگی در محل تکیه گاه

کنترل کماتش موضعی ورق تقویتی

$$b_s = \frac{40}{3} = 13.33 < \frac{795}{\sqrt{4300}} = 16.17$$

مناسب است

کنترل لپیدگی در محل عکس العمل تکیه گاه

تنش لپیدگی در محل عکس العمل تکیه گاه فرض  $N = 50 \text{ cm}$  ,  $K = t_f = 10 \text{ cm}$  برابر است با

$$f_p = \frac{(12 + 2/57878) \cdot 50 \cdot 10^2}{(50 + 2/15 \times 10) \cdot 2/18} = 4222 > 0.66 F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب نیست

بنابراین تسلیم موضعی در جان در اثر عکس العمل تکیه گاه رخ می دهد و لازم است جان تیر

ورق در محل تکیه گاهها تقویت شود برای حس اولیه مساحت ورق تقویتی از رابطه (۱۱-۱)

استفاده می کنیم

$$\frac{97890}{A_{pb}} < 0.19 \times 24000 \Rightarrow A_{pb} = 430 \text{ cm}^2$$

اگر از چهار ورقهای تقویتی با ضخامت ۲ سانتی متر استفاده شود عرض ورق در محل اتصال آن به بال را می توان از رابطه زیر تعیین کرد

$$A_{pb} = 4c t_f \Rightarrow 430 = 4c \times 2 \Rightarrow c = 26.75 \text{ cm}$$

اگر عرض ورق تقویتی  $b_s = 50 \text{ cm}$  باشد سطح مقطع هانور خورده برای تحمل عکس العمل

تکیه گاهی  $9289 \text{ تن}$  مطابق شکل ۱-۳-۲ خواهد بود

خصوصیات هندسی سطح هانور خورده چنین است

$$A_s = 4 \times 2 \times 50 + 2316 \times 2/18 \approx 6943 \text{ cm}^2$$

$$I_s \approx 2 \times 2 \times \frac{102/18^3}{12} = 543187 \text{ cm}^4 \Rightarrow I_s = 77/98 \text{ cm}^4$$

لاغری ستون برابر است با

$$\frac{K_h}{I_s} = \frac{0.785 \times 940}{77/98} = 25/7$$

تنش مجاز فشاری  $F_a$  برای ضریب لاغری  $25/7$  از جدول فصل چهارم از جلد اول کتاب

طراحی سازه های فولادی برابر است با  $1752 \text{ kg/cm}^2$  و برای کنترل فشار روی سطح هانور

خورده می توان نوشت

$$f_a = \frac{V_{max}}{A_s} = \frac{97890}{694} = 1398 < F_a = 1328 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است

$$\text{بنابرین درصد جوش مقطع برابر است با} \quad \frac{123/5}{87} \times 100 = 142/18$$

اگر از جوش مقطع ۸ میلی متری به طول ۲۰ سانتی متر استفاده کنیم فاصله آزاد بایستی از ۱۶ برابر ضخامت ورق نازکتر یعنی  $16 \times 2/8 = 45 \text{ cm}$  کمتر نباشد، بنابراین اگر فاصله آزاد را ۴۵ سانتی متر فرض کنیم آنگاه:

$$\frac{20}{65} = 30/73/18 > 30$$

در اینصورت برای اتصال ورق تقویت لهدگی از جوش مقطع با ضخامت ۸ میلی متر، طول ۲۰ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۶۵ سانتی متر استفاده می کنیم.

**طراحی جوش اتصال ورق تقویت میلانی به جان**

جریان برش در محل اتصال ورق تقویت میلانی به جان از رابطه زیر تعیین می شود.

$$F_{vs} = h \left( \frac{F_y}{140} \right)^2 = 94 \sqrt{\left( \frac{2400}{140} \right)^2} = 2109/9 \text{ kg/cm}$$

می توان جریان برش ۲۱۰۹/۹ را در نسبت  $\frac{F_v}{F_v}$  ضرب نمود بنابراین:

$$2109 \times \frac{336}{665/48} = 1065 \text{ kg/cm}$$

حداقل اندازه جوش ۸ میلی متر است و ظرفیت برشی ۴ رشته جوش با ضخامت ۸ میلی متر به صورت پیوسته برابر است با:

$$R_w = 650 \times 1/8 \times 4 = 2080 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{1065}{2080} = 51/17 > 50$$

حداقل جوش مقطع با ضخامت ۸ میلی متر به طول ۲۰ سانتی متر و فاصله آزاد ۱۵ سانتی متر استفاده کنیم آنگاه:

$$\frac{20}{65} = 30/73/18 > 30$$

بنابرین برای اتصال ورق تقویت میلانی از جوش مقطع با ضخامت ۸ میلی متر و طول ۲۰ سانتی متر با فاصله مرکز به مرکز ۲۵ سانتی متر استفاده می کنیم.

بنابرین در حالت الف مشخصات اجرایی تیر ورق مطابق شکل ۳۷-۱ خواهد بود.

بنابرین از جوش مقطع با اندازه گروی جوش ۸ میلی متر به طول ۵۰ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۷۰ سانتی متر استفاده می کنیم بگونه ای که فاصله آزاد بین دو جوش ۲۰ سانتی متر باشد.

چون با دور شدن از تکیه گاه تیروری برشی و در نتیجه جریان برش کاهش می یابد می توان فاصله آزاد بین جوشهای مقطع را با حرکت به سمت وسط تیر، افزایش داد. ولی در هر صورت فاصله آزاد بین مقاطع جوش بایستی از ۱۶ برابر ضخامت ورق نازکتر  $t_w = 2/8 \text{ cm}$  یعنی حدود ۴۵ سانتی متر بیشتر شود. برای تعیین طولی از تیر که می توان از جوش مقطع با ضخامت ۸ میلی متر با طول ۵۰ سانتی متر و فاصله آزاد ۴۵ سانتی متر استفاده کرد می توان نوشت:

$$\frac{50}{95} = 53$$

ظرفیت جوش با درصد انقطاع ۵۳ درصد برابر است با:

$$R_w = 2 \times 650 \times 1/8 \times 0/53 = 551/2 \text{ kg/cm}$$

تیروری برشی مقطع تیرورق که متناظر با جوش با ظرفیت ۵۵۱/۲ kg/cm می باشد از رابطه زیر تعیین می شود.

$$F_{vs} = \frac{VQ}{I} = \frac{V(240 \times 10 \times 475)}{9158296} = 551/2 \Rightarrow V = 664/2t$$

$$V = 978/9 - (14 + 4/578)X = 664/2t \Rightarrow X = 14/25 \text{ mm}$$

بنابرین می توان به فاصله ۱۵ متر از تکیه گاهها از جوش مقطع با ضخامت ۸ میلی متر و طول ۵۰ سانتی متر و فاصله آزاد ۲۰ سانتی متر و از همین جوش برای ۷۰ متر وسط تیر و با فاصله آزاد ۴۵ سانتی متر برای اتصال بالها به جان استفاده نمود.

**طراحی جوش اتصال ورق تقویت لهدگی به جان.**

برای اتصال ورق تقویت لهدگی به جان در محل تکیه گاه (شکل ۱-۳۶) از هفت رشته جوش گوشه استفاده می کنیم.

تنش موجود برشی برابر است با:

$$F_{vs} = \frac{978900}{8 \times 94} = 123/5 \text{ kg/cm}$$

حداقل اندازه جوش گوشه ۸ میلی متر است و نازکترین برشی جوش با ضخامت ۸ میلی متر به صورت پیوسته برابر است با:

$$R_w = 650 \times 1/8 = 52 \text{ kg/cm}$$



تنش مجاز فشاری نظیر ضریب لاجری  $5\Delta N^2$  برابر  $F_a = 117 \text{ kg/cm}^2$  است. کنترل تنش

فشاری چنین است،

$$F_a = \frac{9289000}{814} = 1141 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 1177 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است.

کنترل کمابیش موضعی ورق تقویت لپیدیگی،

$$\frac{b_g}{t_s} = \frac{r_c}{r} = \frac{795}{2/22} < \frac{795}{16/2}$$

مناسب است.

کنترل برش

با توجه به عدم تغییر ضخامت و ارتفاع جان روابط کنترل برش مانند حالت الف است و تنها

بایستی با توجه به عرض بال در محدوده‌های از تکیه گاهها عرض ورق تقویت میانی را متناسب با عرض ورق بال در نظر گرفت. در فاصله ۲۴۰ سانتی متری از تکیه گاه عرض بال ۶۰/۵۶ سانتی متر است. حداقل عرض ورق تقویتی میانی برابر است با،

$$b_g \leq \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{60.56 - 2/8}{2} = 28/8 \text{ cm}$$

چنانچه ضخامت ورق تقویتی  $t_s = 7 \text{ cm}$  در نظر گرفته شود سایر کنترلها مشابه حالت الف بدین شرح است،

معیار مقاومت

$$A_{st} = 28/8 \times 2 \times 7 = 402/2 \text{ cm}^2 > 151/2 \text{ cm}^2$$

مناسب است.

معیار کمابیش موضعی

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{28/8}{7} = 4/11 < \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16/2$$

مناسب است.

معیار سستی

$$I_{st} = \frac{2 \times 28/8 \times 7 + 2/8 \times 7^3}{12} = 128533 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{\Delta_0}\right)^4 = 124920 \text{ cm}^4$$

مناسب است

چون عرض بال در محل سومین تقویت میانی که در فاصله ۱۳۶۰ cm در فاصله ۱۳۶۰ cm + ۲ × ۵۶۰ = ۲۴۰۰ cm قرار دارد برابر ۱۰۹/۸۴ سانتی متر است لذا تعبیه تقویت میانی سوم و به بعد با عرض  $b_g = 40 \text{ cm}$  و ضخامت  $t_s = 7/8 \text{ cm}$  همانند حالت الف ممکن است. بنابراین تنها لازم است برای چهار تقویت میانی نزدیک تکیه گاهها از ورق با عرض  $b_g = 28/8 \text{ cm}$  و ضخامت  $t_s = 7 \text{ cm}$  استفاده کنیم و ابعاد بقیه تقویت میانی مانند حالت الف خواهد بود.

جوشهای اتصال را می توان مانند حالت الف در نظر گرفت.

کنترل لپیدیگی جان تیر

چون ضخامت و ارتفاع جان در طول تیر تغییر نکرده است مانند حالت الف تقویت لپیدیگی ضروری است. در محل تکیه گاه عرض بال ۵۰ سانتی متر است و امکان استفاده از ورق تقویتی

مانند حالت الف با عرض ۵۰ سانتی متر ممکن نیست لذا بایستی از ورق های تقویتی با عرض مناسب استفاده کرد. اگر عرض ورق تقویتی لپیدیگی در تکیه گاه را ۲۰ سانتی متر در نظر بگیریم و از سه جفت تقویت با ضخامت ۶ سانتی متر استفاده کنیم نحوه قرار گرفتن تقویتها مانند شکل

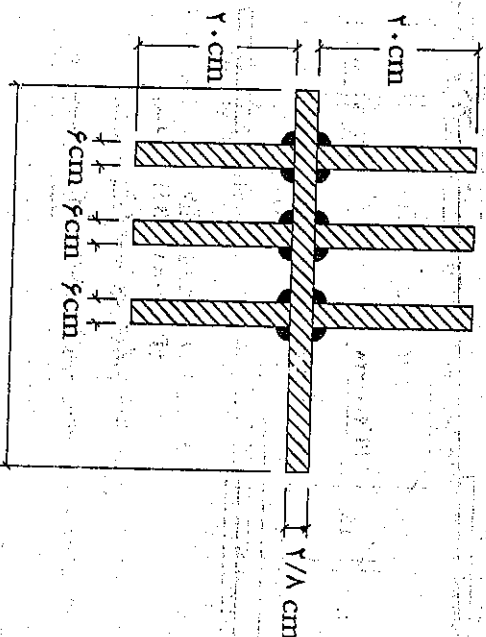
۲۸-۱ خواهد بود.

خصوصیات هندسی سطح هاشور خورده چنین است.

$$A_s = 6 \times 20 \times 6 + 2/8 \times 23/6 = 814 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 2 \times 6 \times \frac{6^3}{12} + 1176 \times 6 \text{ cm}^4$$

$$t_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 17/02 \text{ cm}$$



$$121w = 23/6 \text{ cm}$$

شکل ۱-۱-۱ سطح هاشور خورده برای لپیدیگی در سطح تکیه گاه در حالت ب

ضریب لاجری ستون معادل برابر نیست با،

$$\frac{K_h}{t_s} = \frac{0.175 \times 940}{17/02} \cong 95/17$$

تنش موجود خمشی در فاصله ۲۴/۸ متری از تکیه‌گاه چپین است.

$$f_b = \frac{17102/8 \times 10^5}{1450000} = 1179/5 \text{ kg/cm}^2$$

تنش مجاز خمشی کاهش یافته برابر است با

$$F'_b = \left[ 1 - 0.0005 \times \frac{800 \times 2/4}{150 \times 10} \left( \frac{332/3}{\sqrt{1440}} \right) \right] 1440 = 1287/5 \text{ kg/cm}^2$$

چون  $f_b = 1179/5 \text{ kg/cm}^2 < F'_b = 1287/5 \text{ kg/cm}^2$  است بنابراین مقطع در محدوده ۲۴/۸ متری از تکیه‌گاهها قادر به تحمل لنگر خمشی مربوط است.

نیز می‌توان در محل عکس‌العمل تکیه‌گاه

چون تنشها مضامنت جان تیر از ۷/۸ cm به ۷/۴ cm تقلیل یافته تنها لازم است ایجاد صفحه تقویت

را با توجه به این تغییر تعیین کنیم.

اگر عرض ورق تقویتی  $b_s = 5.0 \text{ cm}$  ،  $t_s = 3 \text{ cm}$  در نظر گرفته شود سطح هائور خورده

برای تحمل عکس‌العمل تکیه‌گاهی ۹۱۱/۰۹ مطابق شکل ۱-۲۹ خواهد بود.

خصوصیات هندسی سطح هائور خورده چنین است.

$$A_s = 4 \times 5.0 \times 3 + 78/8 \times 3/4 = 669 \text{ cm}^2$$

$$I_s \cong 2 \times 3 \times \frac{1.0 \times 3^3}{12} + 5368/71 \text{ cm}^4 , \quad f_s = 78/3 \text{ cm}$$

لاغری ستون برابر است با

$$\frac{Kb}{f_s} = \frac{0.175 \times 800}{78/3} = 21/2$$

تنش مجاز فشاری نظیر ضریب لاغری ۲۱/۲ برابر با  $F_a = 127.0 \text{ kg/cm}^2$  است. برای کنترل

فشار روی سطح هائور خورده می‌توان نوشت.

$$f_a = \frac{V_{max}}{A_s} = \frac{911.09}{669} = 1361/9 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 127.0 \text{ kg/cm}^2$$

خوب است.

ج- طراحی تیر با ارتفاع متغیر

پانوجه به جدول ۱-۳ تا محدوده حدود ۲۵ متر از تکیه‌گاهها ایجاد جان‌وعرض بال را تغییر می‌دهیم.

چنانچه ارتفاع جان و عرض بال را در این محدوده به ترتیب ۸۰۰ سانتی‌متر و ۱۵۰ سانتی‌متر

در نظر بگیریم حداقل مضامنت لازم برای جلوگیری از کماتش قائم جان برابر است با

$$\frac{h}{t_w} = \frac{800}{\sqrt{240^2 + 116^2}} \Rightarrow t_w \cong 7/4 \text{ cm} , \quad \frac{h}{t_w} = 232/3$$

حداقل مضامنت بال برای جلوگیری از کماتش موضعی بال بدین صورت تعیین می‌شود.

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 795 \sqrt{\frac{K_c}{F_y}} , \quad K_c = \frac{4.05}{(332/3)^2} = 0.178$$

$$\frac{150}{24} \leq 795 \sqrt{\frac{178}{2400}} \Rightarrow t_f = 8/24 \text{ cm}$$

مضامنت سیال را ۱۰ cm در نظر می‌گیریم. مسان اینرسی و اساسی مقطع تیر با فرض  $t_w = 7/4 \text{ cm}$  ،  $h = 800 \text{ cm}$  ،  $t_f = 10 \text{ cm}$  ،  $b_f = 150 \text{ cm}$

$$I = \frac{1}{12} (150 \times 800^3 - 127/6 \times 800^3) = 5945 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I}{410} = 1450000 \text{ cm}^3$$

چنانچه از ایجاد  $b_f = 150 \text{ cm}$  ،  $t_f = 10 \text{ cm}$  ،  $h = 800 \text{ cm}$  ،  $t_w = 7/4 \text{ cm}$  در محدوده

۲۴/۸ متری از تکیه‌گاهها و ایجاد  $b_f = 160 \text{ cm}$  ،  $t_f = 10 \text{ cm}$  ،  $h = 940 \text{ cm}$  ،  $t_w = 7/8 \text{ cm}$

در محدوده ۵۰/۴ متری وسط استفاده کنیم. وزن واحد طول تیر ورق در محدوده ۲۴/۸ متری از

تکیه‌گاهها برابر است با.

$$w_1 = (2 \times 150 \times 10 + 800 \times 2/6) 7850 \times 10^{-6} = 281622 \text{ kg/cm} \cong 2/86 \frac{t}{m}$$

وزن واحد طول تیر ورق در محدوده ۵۰/۴ متری وسط دهانه برابر است با.

$$w_2 = (2 \times 160 \times 10 + 940 \times 2/8) 7850 \times 10^{-6} = 28078 \text{ kg/cm} = 2/878 \frac{t}{m}$$

برای تعیین عکس‌العمل تکیه‌گاهها می‌توان نوشت.

$$V_{max} = 14 \times 50 + 2/86 \times 24/8 + 2/878 \times 75/2 = 911/094$$

لنگر خمشی در فاصله ۲۴/۸ متری از تکیه‌گاه برابر است با

$$M = 911/09 \times 24/8 - 17/86 \times \frac{24/8^2}{2} = 17107/8 \text{ tm}$$

$$C_V = \frac{215 \times 10^4 \times K}{2400 \times 233/2^3} = 0.07 \Rightarrow K = 48/24$$

چون  $9/24 > K$  است از این رو رابطه (۸۸-۱) حاکم است و می توان نوشت،

$$K = 4 + \frac{5/24}{(a/h)} = 48/24 \Rightarrow \frac{2}{h} \approx 0.25 \Rightarrow a = 280 \text{ cm}$$

اولین تقویت میانی را در فاصله ۲۸۰ سانتی متری از تکیه گاه قرار می دهیم. اگر تقویت میانی دوم نیز در فاصله ۲۸۰ سانتی متری از تقویت میانی اول قرار دهیم، تنش برشی در پائل دوم هم کنترل می شود.

در پائل های دوم به بعد می توان از حوزه کشش استفاده کرد. حداقل  $\frac{2}{h}$  از رابطه (۷۹-۱) برابر است با،

$$\frac{2}{h} = 0.16 \Rightarrow a = 480 \text{ cm}$$

ضریب کماتشی موضعی  $K$  برابر است با،

$$K = 4 + \frac{5/24}{0.16} = 18/8$$

ضریب  $C_V$  از رابطه (۸۶-۱) تعیین می شود،

$$C_V = \frac{215 \times 10^4 \times 18/8}{2400 \times 233/2^3} = 0.222$$

تنش مجاز برشی یا احتساب اثر حوزه کشش از رابطه (۷۸-۱) برابر خواهد بود با،

$$F_V = \frac{2400}{2/89} \left[ \frac{0.222 + \frac{1 - 0.222}{1/89 + 0.16^2}}{666/1} \right] = 666/1 \text{ kg/cm}^2$$

نیروی برشی در فاصله ۲۸۰ سانتی متری از محل نیروی عکس عمل تکیه گاه برابر است با،

$$V = 911/0.9 - 2/89 \times 7/8 = 900/28$$

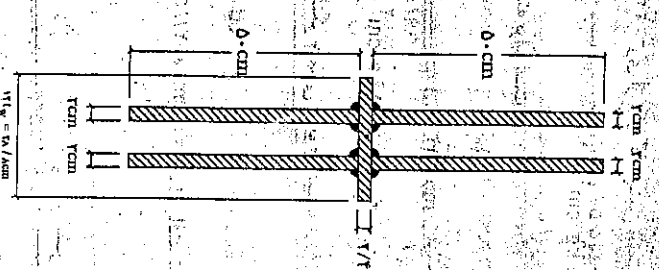
برای کنترل تنش برشی می توان نوشت،

$$F_V = \frac{900/28}{2/4 \times 80} = 281/9 \text{ kg/cm}^2 < F_V = 666/1 \text{ kg/cm}^2$$

طراحی تقویت های میانی (SD)

مشخصات مربوطه به پائل اول عبارت است از:

$$\frac{5}{h} = 0.25 \quad K = 4 + \frac{5/24}{0.25} = 47/6$$



شکل ۱-۳-۱ سطح مقطع مؤثر برای لپدی در محل تکیه گاه حالت ج

کنترل کماتش موضعی ورق تقویت لپدی

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{50}{2} = 16/6 \approx \frac{78.5}{\sqrt{2400}} = 16/3$$

می توان قبول کرد.

کنترل برش چون  $\frac{h}{t_w} = 233/2 > 240$  است بایستی در طول تیر تقویت کننده عرضی به کار برد تنش موجود برشی در محل تکیه گاه برابر است با،

$$F_V = \frac{911/0.9}{800 \times 2/4} = 474/5 \text{ kg/cm}^2$$

در پائل اول استفاده از حوزه کشش مجاز نیست بنابراین،

$$F_V = 474/5 \leq F_V = \frac{C_V \times 2400}{2/89} \Rightarrow C_V = 0.07$$

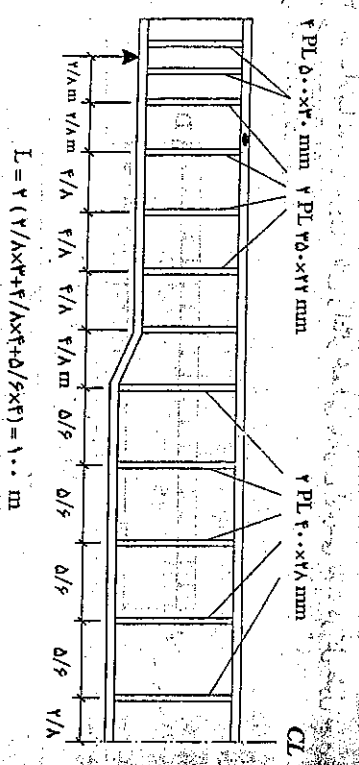
پس کماتش موضعی در محدوده الاستیک رخ می دهد و با استفاده از رابطه (۸۶-۱) ضریب  $K$

تعیین می شود.

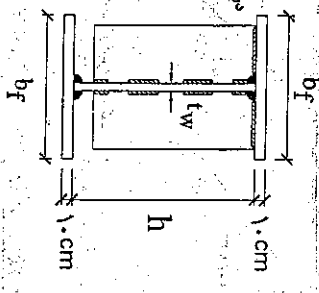
طراحی جوشهای اتصال

می توان از ابعاد جوش مطابق حالت الف برای اتصال قطعات نیز در این حالت استفاده نمود. شرایط طراحی تیرهای ورق با مقطع مستطیر و فلانگه تکیه گاه جانبی سراسری در فصل های بعدی ترویج و ارائه خواهد شد.

مشخصات اجرایی تیر ورق در حالت ج به صورت خلاصه در شکل ۴-۱ نشان داده شده است.



- $b_f = 15.0 \text{ cm}$  در فاصله ۲۲/۸ متری از تکیه گاهها
- $h = 15.0 \text{ cm}$  ,  $t_w = 7.4 \text{ cm}$
- در فاصله ۵/۴ متری وسط تیر
- $b_f = 15.0 \text{ cm}$
- $h = 9.4 \text{ cm}$  ,  $t_w = 7.4 \text{ cm}$



نقشه ۴-۱ مشخصات اجرایی تیر ورق با تغییر در ارتفاع و ضخامت جان

مسئله ۹-۱: چنانچه در اجرای تیر ورق مثال ۸-۱ از دو تکیه گاه میانی به فاصله ۳۰ متری از تکیه گاههای دو انتها استفاده شود با فرض ارتفاع ثابت جان در طول دهانه و استفاده از فولاد نرمه

با  $F_y = 24.0 \text{ kg/cm}^2$  در نواحی لنگر خمشی مثبت و فولاد اعلا با  $F_y = 25.0 \text{ kg/cm}^2$  در نواحی لنگر خمشی منفی تیر ورق را طراحی کنید تیر در فواصل ۵ متری دارای تکیه گاه

جانبی است. از وزن تیر ورق در محاسبات صرف نظر کنید. عرض نشیمن تکیه گاه برابر  $N = 40 \text{ cm}$  در تکیه گاههای کناری  $N = 60 \text{ cm}$  در تکیه گاههای میانی است.

$$C_v = \frac{215 \times 10^4 \times 47/16}{2322/3^2 \times 24.0} = 0.18 < 0.18$$

اگر از یک جفت ورق تقویتی با تنش تسلیم  $F_{yst} = 24.0 \text{ kg/cm}^2$  استفاده می شود در این صورت  $Y = 1$  و  $D = 1$  خواهد بود و سطح مقطع تقویت میانی برای پائل اول برابر است با:

$$A_{st} = \frac{1 - 0.18}{Y} \left[ \frac{0.125}{\sqrt{1 + 0.125^2}} \right] \times 1 \times 1 \times 8.0 \times 7/2 = 99 \text{ cm}^2$$

در پائل اول  $F_v \approx F_y$  و سطح مقطع  $A_{st}$  شامل کاهش نمی شود.

مشخصات مربوط به پائل دوم به بعد عبارت است از:

$$\frac{a}{h} = 0.16 < 0.18 \quad K = 18/82 \quad C_v = 0.222$$

با فرض  $Y = 1$  و  $D = 1$  سطح مقطع جفت ورق تقویتی برابر خواهد بود با:

$$A_{st} = \frac{1 - 0.222}{Y} \left[ \frac{0.16}{\sqrt{1 + 0.16^2}} \right] \times 1 \times 1 \times 7/4 \times 8.0 = 217/6 \text{ cm}^2$$

چون  $\frac{F_v}{F_y} < 1$  است سطح مقطع  $217/6$  را می توان در ضرب  $\frac{F_v}{F_y}$  ضرب کرد بنابراین:

$$F_y A_{st} = 217/6 \times \frac{24.0}{56.6/1} = 157/3 \text{ cm}^2$$

چنانچه از ورق تقویتی با مشخصات  $b_g = 75 \text{ cm}$  ,  $t_g = 7/2 \text{ cm}$  استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$A_{st} = 2 \times 75 \times 7/2 = 157 > 99 \text{ cm}^2$$

مناسب است

کنترل سنجی ورق تقویتی میانی

$$I_{st} = \frac{7/2}{12} \times 77/4^3 = 69.576 > \left( \frac{h}{\Delta} \right)^4 = 6.5526 \text{ cm}^4$$

مناسب است

کنترل گمانش مؤمن ورق تقویت میانی

$$\frac{b_g}{t_g} = \frac{75}{7/2} = 15.191 < \frac{79.5}{\sqrt{24.0}} = 16.722$$

مناسب است

در فاصله ۵/۴ متری وسط دهانه از تقویت میانی با مشخصات  $b_g = 75 \text{ cm}$  ,  $t_g = 7/2 \text{ cm}$  استفاده می کنیم تا معیار سنجی به صورت زیر کنترل شود.

$$I_{st} = \frac{7/2}{12} \times 87/8^3 = 132.555 \text{ cm}^4 > \left( \frac{98.0}{\Delta} \right)^4 = 124.92 \text{ cm}^4$$

مناسب است



تعیین ارتفاع نیمه تیر ورق

چنانچه فواصل تقوینت‌های میانی بگرفته‌ای باشد که  $\frac{a}{h} < 1/5$  باشد آنگاه برای کنترل کماتش

$$F_y = 25000 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } F_y = 24000 \text{ kg/cm}^2 \text{ با فولادهای معمولی}$$

توان نوشت:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16670}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq \frac{16670}{\sqrt{24000}} = 74$$

ناحیه لنگر مثبت و فولاد معمولی

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16670}{\sqrt{25000}} = 71.17$$

ناحیه لنگر منفی و فولاد اعلا

ارتفاع بهینه با فرض ثابت بودن  $\beta_w = \frac{h}{t_w}$  در نواحی لنگر خمشی مثبت و منفی از رابطه

(۱۷۸-۱) با فرض اولیه  $F_b = 0.16 F_y$  در هر حالت تعیین می‌شود.

$$h = \sqrt{\frac{\sqrt{3} M B_w}{F_b}} = \sqrt{\frac{\sqrt{3} \times 1020.2 \times 10^5 \times 23^2}{2 \times 0.16 \times 24000}} = 371 \text{ cm}$$

ناحیه لنگر خمشی مثبت

$$h = \sqrt{\frac{\sqrt{3} M B_w}{F_b}} = \sqrt{\frac{\sqrt{3} \times 1769.6 \times 10^5 \times 23^2}{2 \times 0.16 \times 25000}} = 379 \text{ cm}$$

ناحیه لنگر خمشی منفی

چنانچه ارتفاع جان تیر ورق را در تمام طول دهانه ۳۳۰ سانتی‌متر در نظر بگیریم و ضخامت

جان را نیز ثابت و برابر ۱۷ میلی‌متر در نظر بگیریم آنگاه نسبت  $\frac{h}{t_w} = 21.5$  در هر دو ناحیه

لنگر خمشی مثبت و لنگر خمشی منفی کماتش قائم جان کنترل می‌شود. توجه کنید که هر چند

با  $\frac{h}{t_w} = 21.5$ ، ارتفاع بهینه قدری تغییر می‌دهد ولی چون در نظر داریم از جان یا ضخامت یکنواخت در تمام طول دهانه استفاده کنیم ارتفاع  $h = 330 \text{ cm}$  را می‌توان با تقریب

خوبی به عنوان ارتفاع بهینه در نظر گرفت.

$$M = 812/3 \text{ tm}$$

برای تعیین عرض و ضخامت پال در این ناحیه می‌توان با استفاده از مقاطع تیر را به صورت تقریبی زیر نوشت:

$$S \approx A_f h + t_w \frac{h^2}{6} = 23^2 A_f + 17 \times \frac{330^2}{6} = 23^2 A_f + 2178 \cdot \text{cm}^2$$

تنش مجاز خمشی  $F_b$  با توجه به عوامل تکیه‌گاهها جانی  $h$  متری تعیین می‌شود. با توجه

به اینکه لنگر خمشی مثبت حداکثر می‌تواند در فاصله بین تکیه‌گاههای جانی رخ دهد  $C_b$  برابر

حل: استفاده از تیر ورق معمولاً برای دهانه‌های بیش از ۱۰ متر اقتصادی نیست و توصیه

می‌شود برای پرشده دهانه‌های بزرگ از تیر ورق مرکب (فولاد + بتن) و یا پهای کالی استفاده

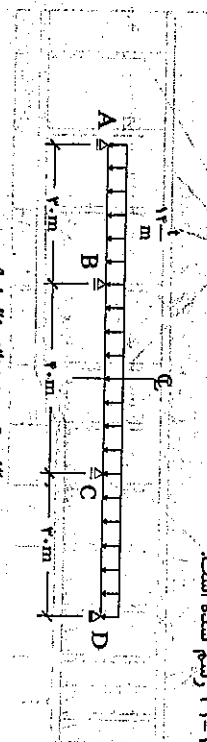
شود. در هر حال هماگرچه که در مراحل مختلف طرح این مثال ملاحظه می‌شود کاربرد تیر ورق

برای دهانه‌هایی مانند این مثال بسیار مناسب است.

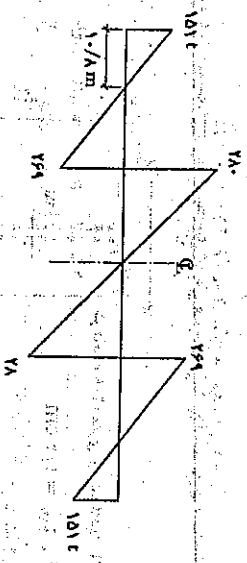
مدل ریاضی تیر ورق با سه دهانه ۳۰ متر و ۳۰ متر تحت بار گسترده یکنواخت

۱۴-۱ همراه با نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی با فرض اینرسی ثابت در کل طول تیر ورق در

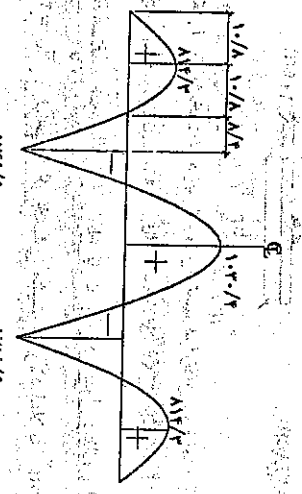
شکل ۱-۴۱ رسم شده است.



الف - تیر سه دهانه مثال ۱-۴۱



ب - نمودار نیروی برشی (ب)



ج - نمودار لنگر خمشی (بم)

شکل ۱-۴۱ تیر ورق سه دهانه مثال ۱-۴۱

بار عرض  $b_f = 5.0 \text{ cm}$  ،  $t_f = 7/16 \text{ cm}$  ، کترهای لازم به شرح زیر است.

$$S = \frac{5.0 \times 337/16^3 - 2/8/8 \times 33.0^3}{12 \times 16/16} = 10.722 \text{ cm}^3$$

مکانه تنش مجاز خمشی بر اساس کنش جانی بیجشی،

$$I_T = 7/16 \times \frac{5.0^3}{12} = 775.0 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 5.0 \times 7/16 + 33.0 \times 1/2 \times \frac{1}{2} = 24.6 \text{ cm}^2$$

$t_f = 12/32 \text{ cm}$  ،  $\frac{L_b}{I_T} = \frac{5.0}{12/32} = 4.0/5$

چون  $C_b > 1$  است پس  $C_b = 1.0$  خواهد بود و در نتیجه

$$\frac{L_b}{I_T} = 4.0/5 < \sqrt{\frac{33.0 \times 10^6}{2400}} \Rightarrow F_b = 0.16 F_y = 144.0 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش خمشی برای  $M = 10.2 \times 10^4 \text{ tm}$  به صورت زیر است:

$$F_b = \left[ 1 - 0.0005 \times \frac{33.0 \times 1/2}{5.0 \times 7/16} (775 - 167/8) \right] 144.0 = 127.0 \text{ kg/cm}^2$$

$f_b = \frac{10.2 \times 10^4 \times 1.0}{10.722} = 1776 \text{ kg/cm}^2$

چون  $f_b = \frac{1776}{127.0} = 14.0 < 1.0$  است می توان گفت قابل قبول است.

کنترل کنش موضعی بال،

تعیین ابعاد تیر ورق در ناحیه لنگر خمشی منفی  $M = 1769/6 \text{ tm}$

چون ضخامت بال افزایش یافته است بنابراین کنش موضعی بال کنترل می شود.

تعیین ابعاد تیر ورق در ناحیه لنگر خمشی مثبت  $M = 1769/6 \text{ tm}$

$$f_b = \frac{1769/6 \times 1.0}{33.0 A_f + 2178.0} \Rightarrow A_f = 189 \text{ cm}^2$$

بار عرض  $b_f = 5.0 \text{ cm}$  ،  $t_f = 7/16 \text{ cm}$  ،

$$S = \frac{5.0 \times 337/16^3 - 2/8/8 \times 33.0^3}{12 \times 16/16} = 971.0 \text{ cm}^3$$

واحد در نظر گرفته می شود با عرض بال برابر  $5.0$  سانتی متر و ضخامت بال تیر برابر  $7/16$  سانتی متر داریم.

با توجه به رابطه (۳-۱)،

$$I_T = 7/16 \times \frac{5.0^3}{12} = 791.66/6 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 5.0 \times 7/16 + 33.0 \times 1/2 \times \frac{1}{2} = 20.6 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 11/16 \text{ cm} , \frac{L_b}{I_T} = \frac{5.0}{11/16} \approx 42$$

$\frac{L_b}{I_T} = 42 < \sqrt{\frac{33.0 \times 10^6}{2400}} = 54/177 \Rightarrow F_b = 0.16 F_y = 144.0 \text{ kg/cm}^2$

چون  $\frac{h}{t_w} = 775 > \frac{637.0}{\sqrt{144.0}} = 167/8$  مطابق رابطه (۳-۱) کاهش باید بنابراین

$$F_b = \left[ 1 - 0.0005 \times \frac{33.0 \times 1/2}{5.0 \times 7/16} (775 - 167/8) \right] 144.0 = 122.17 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش خمشی برای  $M = 814/2 \text{ tm}$  چنین است.

$$I = \frac{1}{12} (5.0 \times 337/16^3 - 2/8/8 \times 33.0^3) = 11348.0 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I}{167/8} = 6721 \text{ cm}^3$$

مطابق است  $f_b = \frac{814/2 \times 1.0}{6721} = 12.4 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 122.17 \text{ kg/cm}^2$

کنترل کنش موضعی بال

کنترل کنش موضعی بال،

$$\frac{h}{t_w} = 775 > 70 \Rightarrow K_c = \frac{4/5}{775/144} = 0.736$$

$$\frac{f_b}{K_c} = \frac{5.0}{0.736} = 6.78 < 795 \sqrt{\frac{12.4}{2400}} = 81.98$$

مطابق است مناسب است.

تعیین ابعاد تیر ورق در ناحیه لنگر خمشی مثبت  $M = 814/2 \text{ tm}$

استفاده از ابعاد  $t_f = 7/16 \text{ cm}$  ،  $b_f = 5.0 \text{ cm}$  ،  $t_w = 1/2 \text{ cm}$  ،  $h = 33.0 \text{ cm}$  مجاز می باشد.

این مقطع تیر ورق به صورت تقریبی  $S \approx 33.0 A_f + 2178.0 \text{ cm}^2$  است با فرض تنش مجاز

$$f_b = \frac{10.2 \times 10^4 \times 1.0}{33.0 A_f + 2178.0} = 144.0 \Rightarrow A_f = 15.0/8 \text{ cm}^2$$

بنابراین می توان از تیر ورق با مشخصات  $h = ۲۲۰ \text{ cm}$  ،  $t_w = ۱/۲ \text{ cm}$  و  $b_f = ۵۰ \text{ cm}$  و ضخامت بال و پهن فولاد به شرح زیر برای تیر سه دمانه ABCD استفاده کرد.

فولاد نرمه معمولی ( $F_y = ۲۴۰ \text{ kg/cm}^۲$ ) و ضخامت بال  $t_f = ۲/۸ \text{ cm}$  در فاصله  $۲۶$  متری از طرفین تکیه گاههای A, D.

فولاد اعلا ( $F_y = ۲۵۰ \text{ kg/cm}^۲$ ) و ضخامت بال  $t_f = ۲/۶ \text{ cm}$  در فاصله  $۷$  متری از طرفین تکیه گاههای B, C.

فولاد نرمه معمولی ( $F_y = ۲۴۰ \text{ kg/cm}^۲$ ) و ضخامت بال  $t_f = ۲/۶ \text{ cm}$  در فاصله  $۲۴$  متری دهانه وسط.

**کنترل لیدگی در تکیه گاههای A, D.**

کنترل لیدگی در تکیه گاههای کناری با فرض  $K = t_f = ۲/۸ \text{ cm}$  برابر است با:

$$F_p = \frac{۱۵۱۰۰۰}{۴۰ + ۲/۵ \times ۲/۸/۱/۲} = ۲۶۷۷/۲ > ۰.۱۶۶ F_y = ۱۵۸۴ \text{ kg/cm}^۲$$

بنابراین تسلیم موضعی در تکیه گاههای کناری رخ می دهد و لازم است جان تیر ورق در محل تکیه گاههای کناری تقویت شود.

**طراحی تقویت لیدگی در تکیه گاههای A, D.**

برای جندس اولیه مساحت ورق تقویتی می توان نوشت:

$$\frac{۱۵۱۰۰۰}{A_{pb}} \leq ۰.۱۸ \times ۲۴۰ \Rightarrow A_{pb} = ۶۹/۹ \text{ cm}^۲$$

اگر از یک جفت ورقهای تقویتی با ضخامت  $t_c$  استفاده شود عرض ورق در محل اتصال آن به بال را می توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$A_{pb} = ۲c t_c \Rightarrow ۶۹/۹ = ۲c \times t_c \Rightarrow c \cong ۱۷/۵ \text{ cm}$$

اگر عرض ورق تقویتی  $h_g = ۲۲/۵ \text{ cm}$  باشد سطح مؤثر برای تحمل عکس العمل تکیه گاهی  $۱۵۱$  تن مطابق شکل ۱-۲۲ خواهد بود.

محاسبه تنش مجاز خمشی:

$$I_T = ۲/۶ \times \frac{۵۰^۳}{۱۲} = ۴۷۹۱۷ \text{ cm}^۴$$

$$I_T = ۱۷۷۷۲ \text{ cm}^۴$$

$$A_T = ۵۰ \times ۲/۶ + \frac{1}{2} \times ۲۲ \times ۱/۲ = ۲۹۶ \text{ cm}^۲$$

چون  $C_b > ۱$  است بنابراین  $C_b = ۲۵/۲۶ > ۲۵/۲۶$

$$\frac{L_b}{I_T} = ۲۹/۲ < \sqrt{\frac{۷۲ \times ۱۰^۵ C_b}{۲۵۰۰}} \Rightarrow F_b = ۰.۱۶ F_y = ۲۱۰۰ \text{ kg/cm}^۲$$

تنش مجاز خمشی بر اساس رابطه زیر کاهش می یابد:

$$F_b = \left[ 1 - 0.1 \cdot 0.5 \frac{۲۳ \times ۱/۲}{۵۰ \times ۲/۶} \left( \frac{۲۷۵}{۲۱۰۰} - \sqrt{\frac{۲۱۰۰}{۲۱۰۰}} \right) \right] ۲۱۰۰ = ۱۸۵۴ \text{ kg/cm}^۲$$

برای کنترل تنش خمشی می توان نوشت:

$$F_b = \frac{۱۷۶۹/۶ \times ۱۰^۵}{۹۷۱۰۸} = ۱۸۲۲ \text{ kg/cm}^۲ < F_b = ۱۸۵۴ \text{ kg/cm}^۲$$

خوب است.

**تعیین فواصل تیر برای تغییر ضخامت بال.**

فواصلهای از تیر در طرف چپ تکیه گاه B را طوری تعیین می کنیم که تیر ورق با مشخصات  $t_f = ۲/۸ \text{ cm}$  ،  $b_f = ۵۰ \text{ cm}$  ،  $t_w = ۱/۲ \text{ cm}$  ،  $h = ۲۳۰ \text{ cm}$

تحمل کند. ایجاد ذکر شده قادر است لنگر خمشی  $M = ۸۱۴/۲ \text{ tm}$  را تحمل کند. معادله لنگر

خمشی با فاصله X در طرف چپ تکیه گاه B را برابر  $M = ۸۱۴/۲ \text{ tm}$  قرار می دهیم:

$$M = ۱۷۶۹/۶ - ۲۶۹X + ۷X^۲ = ۸۱۴/۲ \Rightarrow X = ۲/۹۶ \text{ m}$$

پس از آن به جای  $۲/۹۶ \text{ m}$  فاصله ۴ متر به کار رود.

فواصلهای از تیر در طرف راست تکیه گاه B که تیر ورق با ضخامت  $t_f = ۲/۶ \text{ cm}$  می تواند لنگر

خمشی مربوطه: یعنی  $M = ۱۰۳/۲۴ \text{ tm}$  تحمل می کند تعیین می کنیم. معادله لنگر خمشی

در فاصله X از طرف راست تکیه گاه B را برابر  $M = ۱۰۳/۲۴ \text{ m}$  قرار می دهیم:

$$M = ۱۷۶۹/۶ - ۲۸۰X + ۷X^۲ = ۱۰۳/۲۴ \Rightarrow X = ۲/۸۲۳ \text{ m}$$

مناسب تر است به جای  $۲/۸۲۳ \text{ m}$  از فاصله ۳ متر استفاده شود.

کنترل لیدگی در تکیه گاههای C, B

کنترل لیدگی در تکیه گاههای میانی با فرض  $K = f_c = 4/6 \text{ cm}$  برابر است به

$$f_p = \frac{\Delta f_{c0.001}}{(50 + \Delta \times 4/6) / 2} = 5512 \text{ kg/cm}^2 > 0.166 F_y = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین تسلیم موضعی در تکیه گاههای میانی رخ می دهد و لازم است جان تیر ورق در محل تکیه گاههای میانی تقویت شود

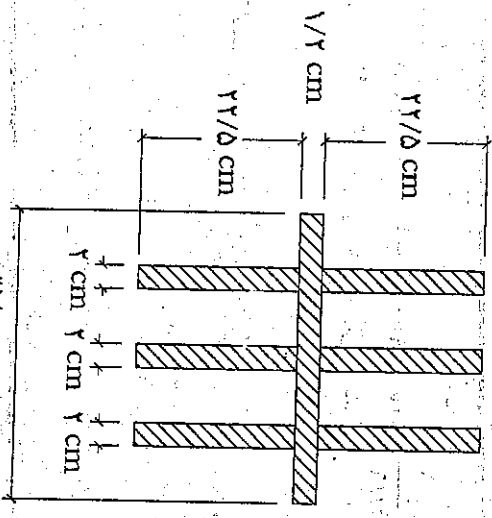
طراحی تقویت لیدگی در تکیه گاههای C, B

برای حدس اولیه مساحت ورق تقویتی می توان نوشت،

$$\frac{\Delta f_{c0.001}}{A_{pb}} \leq 0.19 \times 25000 \Rightarrow A_{pb} = 172/2 \text{ cm}^2$$

اگر از سه جفت ورق تقویتی با ضخامت  $t_{cm}$  و عرض  $b_s = 22/5 \text{ cm}$  و  $F_y = 25000 \text{ kg/cm}^2$

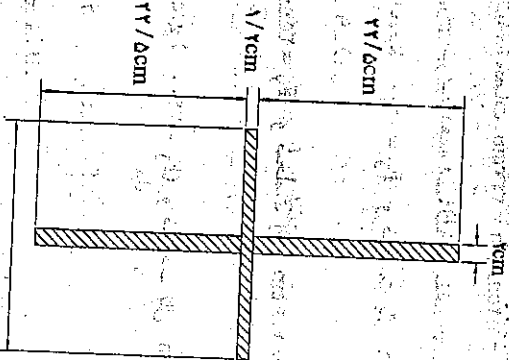
استفاده شود مسطح مؤثر برای تحمل عکس العمل تکیه گاهی  $\Delta f_c$  متن مطابق شکل ۱۰-۱ خواهد بود.



شکل ۱۰-۱ سطح مقطع مؤثر برای کنترل لیدگی در تکیه گاههای C, B

خصوصیات هندسی سطح هاشور خورده چنین است،

$$A_s = f \times 22/5 \times 2 + 3 \times 1/2 = 2.9 \text{ cm}^2$$



شکل ۱۰-۱ سطح مقطع مؤثر برای لیدگی در تکیه گاههای D, A

خصوصیات هندسی سطح هاشور خورده چنین است،

$$A_s = 2 \times 22/5 \times 2 + 1/2 \times 14/4 = 1.7/28 \text{ cm}^2$$

$$I_s \geq 2 \times \frac{49/2^3}{12} = 16425 \text{ cm}^4 \quad I_s = 12/28 \text{ cm}$$

لاغری ستون معادل برابر است به،

$$\frac{0.175h}{I_s} = \frac{0.175 \times 230}{12/28} = 7.0$$

تنش محاز فشاری  $F_a$  برای فرب لغری  $2.0$  برابر است با  $1375 \text{ kg/cm}^2$  و برای کنترل

فشار روی سطح هاشور خورده می توان نوشت،

$$F_a = \frac{R}{A} = \frac{151000}{1.07/28} = 1407 \text{ kg/cm}^2$$

چون  $\frac{F_a}{F_a} = 1/0.2$  است می توان قبول کرد

کنترل کماتنس موضعی ورق تقویت لیدگی

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{22/5}{7} = 11/25 < \frac{795}{\sqrt{23000}} = 16/27$$

مناسب است.

در بالا با  $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  است به گونه‌ای تقویت‌های میانی را به کار می‌بریم که ضابطه

$\frac{a}{h} < 0.9$  برقرار شود و تنش برشی را براساس حداکثر نیروی برشی در این فاصله کنترل می‌کنیم.

چنانچه از تقویت‌های میانی با فاصله  $a = 24.5 \text{ cm}$  در محدوده  $0.5 < x < 26$  از تکیه‌گاههای کناری استفاده کنیم خواهیم داشت.

مناسبت است  $\frac{a}{h} = \frac{24.5}{33} = 0.74 < 0.9$

در حلقه نیروی برشی حداکثر در فاصله  $x = 6m = 26 = 26 + 1 + 0.745$  از تکیه‌گاههای کناری برابر است با

$$V(x=26m) = 14 \times 26 - 151 = 213 \text{ تن}$$

$$f_v = \frac{213000}{33 \times 17} = 527.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 4 + \frac{5/24}{(0.74)^2} = 12.75$$

$$C_v = \frac{315 \times 10^4 \times 17/75}{275^2 \times 2400} = 0.139$$

ضریب کماتش موضعی  $K$  و ضریب  $C_v$  با توجه به  $\frac{a}{h} = 0.74$  برابر خواهند بود به

تنش مجاز برشی با استفاده از اثر حوزه کشش تعیین می‌شود.

$$F_v = \frac{2400}{2189} \left[ 0.239 + \frac{1 - 0.139}{1/15 \sqrt{1 + 0.74^2}} \right] = 64.17 \text{ kg/cm}^2$$

و چون  $f_v = 527.9 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 64.17 \text{ kg/cm}^2$  مناسب است.

در محدوده  $7$  متری تکیه‌گاههای میانی حداکثر نیروی برشی  $26m \leq x \leq 30m$  است.

اگر در محدوده  $20m \leq x \leq 30m$  از تقویت میانی با فاصله  $a = 700 \text{ cm}$  استفاده شود برای کنترل برش در این

ناحیه با توجه به حالت بحرانی  $a = 200 \text{ cm}$  می‌توان نوشت.

$$\frac{a}{h} = \frac{200}{33} = 0.9 \Rightarrow K = 4 + \frac{5/24}{0.9^2} = 10.58$$

$$C_v = \frac{315 \times 10^4 \times 17/58}{275^2 \times 2500} = 0.126 < 0.18$$

ضریب  $C_v$  برابر خواهد بود با

$$I_s = 2 \times 2 \times \frac{46 \times 2^3}{12} = 492.6 \text{ cm}^4 \quad I_s = 1277 \text{ cm}^4$$

$$\frac{0.75h}{I_s} = \frac{0.75 \times 33}{1277} = 0.195$$

تنش مجاز فشاری  $F_a$  برای ضریب لاغری  $1.9/5$  و  $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$  برابر است با

$$f_a = \frac{250000}{306} = 1794 < F_a = 1981 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است.

کمانش موضعی ورق تقویت لهدگی نیز به طریق زیر کنترل می‌شود.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{22/5}{2} = 11/25 < \sqrt{\frac{795}{F_y}} = 12/44$$

$$f_y = \frac{151000}{33 \times 17} = 2813 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_v F_y = \frac{C_v \times 2400}{2189} \geq f_y = 2813 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow C_v = 0.46$$

$$C_v = \frac{315 \times 10^4}{(275)^2 \times 2400} = 0.46 \Rightarrow K = 26/6$$

و چون  $K > 9/34$  است می‌توان  $\frac{a}{h}$  را از رابطه زیر بدست آورد.

$$K = 4 + \frac{5/24}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 26/6 \Rightarrow \frac{a}{h} = 0.486$$

بنابراین با در نظر گرفتن  $a = 150 \text{ cm}$  ضریب کماتش موضعی مورد نظر تأمین می‌شود.

برای کنترل تنش برشی در پانل‌های باندی می‌توان از اثر حوزه کشش استفاده کرد بنابراین

$$\frac{a}{h} \leq \text{Min}\left(3, \frac{26}{275}\right) = 0.19$$

چون  $\frac{a}{h} > 0.19$  را محقق کند

در فاصله  $26$  متری از تکیه‌گاههای کناری که ضخامت ورق بال  $2/8$  سانتی‌متر و نوع

الزامی است.

طراحی تقویت‌های میانی

در فاصله  $0 \leq x \leq 26m$  چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با  $F_{yst} = 2400 \text{ kg/cm}^2$  استفاده

کنیم آنگاه:

$$D=1, Y=1, \frac{a}{h} = 0.174, C_V = 0.229$$

سطح مقطع لازم برابر خواهد بود با:

$$A_{st} = \frac{1 - 0.0299}{2} \left[ 0.174 - \sqrt{0.174^2 + 0.174^2} \right] \times 1 \times 1 \times 22.0 \times 17.2 \times \frac{52719}{640.2} \approx 28 \text{ cm}^2$$

چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با مشخصات  $b_s = 18 \text{ cm}$  ،  $t_s = 1/2 \text{ cm}$  در محدوده

$0 \leq x \leq 26$  استفاده کنیم می‌توان نوشت:

$$A_{st} = 18 \times 2 \times 1/2 = 47/2 \text{ cm}^2 > 28 \text{ cm}^2$$

خوب است.

خوب است.

مناسب است.

$$I_{st} = 1/2 \times \frac{377/2^3}{12} = 5147/8 > \left(\frac{h}{80}\right)^4 = 1897/5 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{18}{1/2} = 36 < \frac{795}{\sqrt{24.0}} = 16/27$$

در فاصله  $26 \leq x \leq 33$  چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با  $F_{yst} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

شود خواهیم داشت:

$$D=1, Y = \frac{2500}{2400} = 1.042, \frac{a}{h} = 0.174, C_V = 0.174$$

سطح مقطع لازم برابر خواهد بود با:

$$A_{st} = \frac{1 - 0.126}{2} \left[ 0.174 - \sqrt{0.174^2 + 0.174^2} \right] \times 1 \times 1/2 \times 26.0 \times 17.2 \times \frac{7071}{945/2} = 56/2 \text{ cm}^2$$

چنانچه از یک جفت ورق تقویتی با مشخصات  $b_s = 20 \text{ cm}$  ،  $t_s = 1/6 \text{ cm}$  در محدوده

$26m \leq x \leq 33m$  استفاده شود می‌توان نوشت:

$$A_{st} = 20 \times 2 \times 1/6 = 67/3 \text{ cm}^2 > 56/2 \text{ cm}^2$$

مناسب است.

مناسب است.

مناسب است.

$$I_{st} = 1/6 \times \frac{611/3^3}{12} = 9334 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{80}\right)^4 = 1897/5 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{20}{1/6} = 12/5 < \frac{795}{\sqrt{24.0}} = 16/27$$

تنش مجاز برشی یا استفاده از اثر حوزه کشش برابر است با:

$$F_V = \frac{2500}{2/89} \left[ 0.216 + \frac{1 - 0.126}{\sqrt{0.174^2 + 0.174^2}} \right] = 925/7 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش برشی در محدوده تکیه‌گاههای میانی به صورت زیر است:

$$f_V = \frac{780000}{33.0 \times 1/2} \approx 7071 \text{ kg/cm}^2 < F_V = 925/7 \text{ kg/cm}^2$$

در محدوده ۲۴ متری دهانه میانی حداکثر نیروی برشی برابر است با:

$$V = 780000 - 3 \times 14 = 228000$$

چنانچه در محدوده  $67m \leq x \leq 33m$  از ۱۳ عدد تقویت میانی با فاصله  $281/3 \text{ cm}$  استفاده

کنیم می‌توان نوشت:

$$12 \times 281/3 \approx 2240 \text{ cm}$$

کنترل تنش برشی در محدوده  $67m \leq x \leq 33m$  به شرح زیر است:

$$\frac{a}{h} = \frac{281/3}{33} = 0.86 < 0.9$$

$$K = 4 + \frac{5/24}{0.86^2} = 11/22$$

ضریب  $C_V$  برابر خواهد بود با:

$$C_V = \frac{0.315 \times 10^4 \times 11/22}{275^2 \times 2400} = 0.195$$

برای محاسبه تنش مجاز برشی  $F_V$  یا استفاده از اثر حوزه کشش می‌توان نوشت:

$$F_V = \frac{2400}{2/89} \left[ 0.195 + \frac{1 - 0.195}{\sqrt{0.86^2 + 0.86^2}} \right] = 607/7 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش برشی در محدوده ۳۴ متری دهانه وسط چنین است:

$$f_V = \frac{228000}{33.0 \times 1/2} = 601 < 607/7 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است.

کنترل ترکیب برش و خمش در محل تکیه‌گاه میانی

در محل تکیه‌گاه علاوه بر لنگر خمشی حداکثر نیروی برشی نیز بیشترین مقدار را داراست.

کنترل اثر متقابل لنگر خمشی و نیروی برشی در تکیه‌گاه میانی به صورت زیر است:

$$f_b = \frac{1769/6 \times 10^4 \times 165}{1649585} = 17779 \text{ kg/cm}^2 < (0.1825 - 0.2375) \times \frac{7071}{945/7} = 1906 \text{ kg/cm}^2$$

برای محدوده  $۳۳ \leq X \leq ۶۷$  داریم،

$$V_{max} = ۲۲۸t \quad h = ۳۳ \text{ cm} \quad t_w = ۱/۲ \text{ cm} \quad b_f = ۵۰ \text{ cm} \quad t_f = ۷/۱۶ \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{۱۲} (۵۰ \times ۳۳۷/۲^۳ - ۴۸/۸ \times ۳۳^۳) = ۱۳۶۱۰۰۹۵ \text{ cm}^۴$$

جریان برش حداکثر در محل اتصال بال و جان در این محدوده برابر است با،

$$f_{vs} = \frac{VQ}{I} = \frac{۲۲۸ \times ۵۰ \times ۷/۱۶ \times ۱۶۶/۸}{۱۳۶۱۰۰۹۵} = ۵۲۵ \text{ kg/cm}$$

چنانچه از جوش با ضخامت ۸ میلی‌متر استفاده شود، ظرفیت برشی دو نوار جوش اتصالی بال به جان به صورت پیوسته برابر خواهد بود با،

$$R_w = ۲ \times ۶۵ \times ۰/۸ = ۱۰۴ \text{ kg/cm}$$

اگر جوش اتصال بال به جان را براساس حداکثر جریان جوش طرح کنیم خواهیم داشت،

$$f_{v(max)} = \text{Max}(۳۷۴, ۵۲۵) = ۵۲۵ \text{ kg/cm}$$

$$\text{درصد جوش منقطع لازم} = \frac{۶۵۴/۲}{۱۰۴} = ۶۲/۵$$

چنانچه جوش منقطع با طول ۲۵ سانتی‌متر و فاصله آزاد ۱۵ سانتی‌متر استفاده کنیم می‌توان نوشت،  
 مناسب است  $۱۵ \text{ cm} < ۱۶t_w = ۱۹/۲$

$$\text{مناسب است} \quad \text{درصد جوش منقطع موجود} = \frac{۲۵}{۴} = ۶۲/۵$$

بنابراین برای اتصال بال‌ها به جان از جوش با ضخامت ۸ میلی‌متر و طول ۲۵ سانتی‌متر و فاصله آزاد ۱۵ سانتی‌متر استفاده می‌کنیم.

طراحی جوش اتصال ورق لپدگی به جان

در محل تکیه‌گاههای کناری جریان برش موجود در محل اتصال ورق تقویت لپدگی و جان نیز برابر است با،

$$f_{vs} = \frac{۱۵۱۰۰۰}{۴ \times ۳۳} = ۱۱۴/۴ \text{ kg/cm}$$

ظرفیت برشی جوش با ضخامت ۸ میلی‌متر به صورت پیوسته برابر است با،

$$R_w = ۶۵ \times ۰/۸ = ۵۲ \text{ kg/cm}$$

$$\text{درصد جوش منقطع لازم} = \frac{۱۱۴/۴}{۵۲}$$

چنانچه جوش منقطع با طول ۱۰ سانتی‌متر و فاصله آزاد ۱۵ سانتی‌متر استفاده کنیم خواهیم داشت،

در فاصله  $۳۳ \leq X \leq ۶۷$  چنانچه از جفت ورق تقویتی با  $F_{yst} = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲$  استفاده شود

می‌توان نوشت،

$$D = ۱ \quad Y = ۱ \quad \frac{a}{h} = ۰/۸۶ \quad C_v = ۰/۱۹۵$$

سطح مقطع لازم برابر خواهد بود با،

$$A_{st} = \frac{1 - ۰/۱۹۵}{۲} \left[ \frac{۰/۸۶^۲}{\sqrt{1 + ۰/۸۶^۲}} \times ۱ \times ۱ \times ۳۳ \times ۱/۲ \times \frac{۶۰۱}{۶۰۲/۷} + \frac{۴۷/۱۶ \text{ cm}^۲}{۶۰۲/۷} \right]$$

چنانچه از جفت ورق تقویتی با مشخصات  $b_s = ۷۰ \text{ cm}$  ،  $t_s = ۱/۲ \text{ cm}$  در محدوده

$۳۳ \text{ cm} \leq X \leq ۶۷ \text{ cm}$  مناسب است.

$$A_{st} = ۲۰ \times ۲ \times ۱/۲ \times ۴۸ \text{ cm}^۲ > ۴۷/۱۶ \text{ cm}^۲$$

مناسب است.

$$I_{st} = ۱/۲ \times \frac{۴۱/۲^۳}{۱۲} = ۵۹۹۲/۴ > \left( \frac{h}{\delta} \right)^۴ = ۱۸۹/۵ \text{ cm}^۴$$

می‌توان گفت مناسب است.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{۷۹۵}{\sqrt{۴۰۰}} = ۱/۰۲$$

طراحی جوش اتصال بال به جان

برای سهولت، جوش بال به جان را براساس حداکثر جریان برش در هر ناحیه از طول تیر طراحی کنیم،

برای محدوده  $۰ \leq X \leq ۲۶$  داریم،

$$V_{max} = ۲۱۲t \quad b_f = ۵۰ \text{ cm} \quad t_f = ۷/۸ \text{ cm} \quad h = ۳۳ \text{ cm} \quad t_w = ۱/۲ \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{۱۲} (۵۰ \times ۳۳۵/۲^۳ - ۴۸/۸ \times ۳۳^۳) = ۱۱۳۴۶۹۱ \text{ cm}^۴$$

جریان برش حداکثر در محل اتصال بال به جان در این محدوده برابر است با،

$$f_{vs} = \frac{VQ}{I} = \frac{۲۱۲ \times ۵۰ \times ۷/۸ \times ۱۶۶/۴}{۱۱۳۴۶۹۱} = ۴۷۴ \text{ kg/cm}$$

برای محدوده  $۲۶ \leq X \leq ۳۳$  داریم،

$$V_{max} = ۲۸۰t \quad b_f = ۵۰ \text{ cm} \quad t_f = ۷/۱۶ \text{ cm} \quad h = ۳۳ \text{ cm} \quad t_w = ۱/۲ \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{۱۲} (۵۰ \times ۳۳۹/۲^۳ - ۴۸/۸ \times ۳۳^۳) = ۱۶۴۶۹۵۸۴ \text{ cm}^۴$$

جریان برش حداکثر در محل اتصال بال به جان در این محدوده برابر است با،

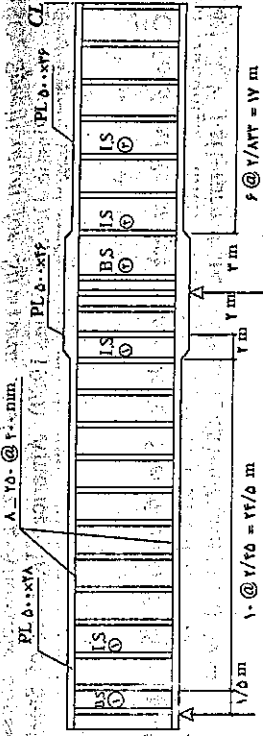
$$f_{vs} = \frac{VQ}{I} = \frac{۲۸۰ \times ۵۰ \times ۷/۱۶ \times ۱۶۷/۲}{۱۶۴۶۹۵۸۴} = ۵۵۲/۲ \text{ kg/cm}$$



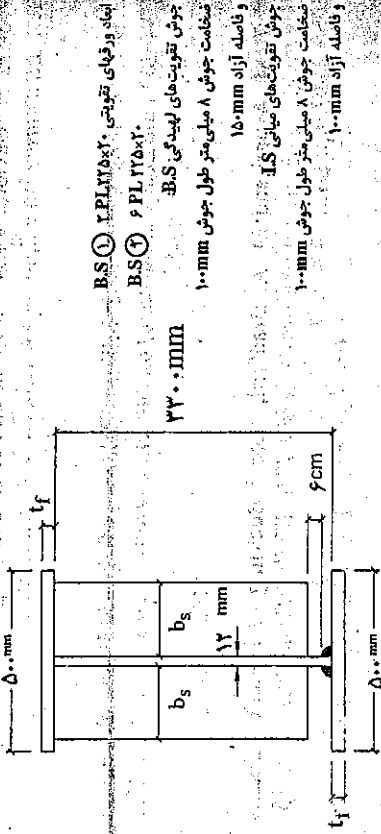
بنابراین برای اتصال ورقهای تقویتی به جان تیر ورق از جوشهای منقطع یا ضخامت ۸ میلی‌متر و طول جوش ۱۰ سانتی‌متر با فاصله آزاد ۱۰ سانتی‌متر استفاده می‌کنیم.

**نقشه اجرایی**

نیمه مختصری از نقشه اجرایی مثال ۹-۱ در شکل ۴۴-۱ نمایش داده شده است.



الف - آرایش تقویت‌های میانی و لبه‌ای در طول تیر



ابعاد ورقای تقویتی ۲۱۵×۲۰ B.S ۱  
 ۲۱۵×۲۰ B.S ۱  
 جوش تقویت‌های لبه‌ای B.S  
 ضخامت جوش ۸ میلی‌متر طول جوش ۱۰۰ mm  
 فاصله آزاد ۱۵۰ mm  
 جوش تقویت‌های میانی IS  
 ضخامت جوش ۸ میلی‌متر طول جوش ۱۰۰ mm  
 فاصله آزاد ۱۰۰ mm

- IS)  $x \leq 12m$   $t_f = 12mm$   $F_y = 22000$  kg/cm<sup>2</sup>
- ISY  $12m \leq x \leq 32m$   $t_f = 12mm$   $F_y = 25000$  kg/cm<sup>2</sup>
- ISY  $32m \leq x \leq 50m$   $t_f = 12mm$   $F_y = 22000$  kg/cm<sup>2</sup>
- ISY  $50m \leq x$   $t_f = 12mm$   $F_y = 22000$  kg/cm<sup>2</sup>

شکل ۱-۴۴ نقشه اجرایی تیر ورق سه دهانه

درصد جوش منقطع موجود  $\frac{10}{75} = 13.3\% > 10\%$

در محل تکیه‌گاههای میانی جریان برش موجود در محل اتصال ورق تقویت لبه‌ای و جان تیر با توجه به ۱۲ نوار جوش برابر است با:

$$f_{vs} = \frac{549000}{12 \times 33} = 138/63 \text{ kg/cm}$$

چنانچه از جوش منقطع با ضخامت ۸ میلی‌متر، طول ۱۰ سانتی‌متر و فاصله آزاد ۱۵ سانتی‌متر استفاده کنیم، ظرفیت برشی جوش منقطع برابر خواهد بود با:

$$R_w = 650 \times 0.8 \times \frac{10}{75} = 20.8 \text{ kg/cm} > 138/63 \text{ kg/cm}$$

طراحی جوش اتصال ورق تقویت، میانی به جان

جریان برش بین تقویت میانی و جان در محدوده‌ای که از فولاد اعلا استفاده شده است برابر است با:

$$f_{vs} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^2} = 33 \cdot \sqrt{\left(\frac{25000}{1400}\right)^2} = 130.4 \text{ kg/cm}$$

چون پانلهای مربوطه در محل تکیه‌گاههای میانی تا حد تنش مجاز برشی بارگذاری نشده‌اند، مقدار  $f_{vs}$  را می‌توان به صورت زیر کاهش داد.

$$f_{vs} = 130.4 \times \frac{f_v}{F_y} = 130.4 \times \frac{70.7/1}{945/7} = 97.5/2 \text{ kg/cm}$$

جریان برش در محدوده‌ای که از فولاد نرمه معمولی استفاده شده است برابر است با:

$$f_{vs} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^2} = 33 \cdot \sqrt{\left(\frac{24000}{1400}\right)^2} = 72 \text{ kg/cm}$$

چون در محدوده  $27m \leq x \leq 67m$  پانلهای تا نزدیک حد تنش مجاز برشی بارگذاری شده‌اند  $f_{vs} = 60.1 \text{ kg/cm}^2$  را کاهش نمی‌دهیم. چنانچه جوش کلیه

تقویت‌های میانی به جان را براساس حداکثر جریان برش موجود یعنی  $f_{vs} = 97.5/2 \text{ kg/cm}$  طرح کنیم، ظرفیت ۴ نوار جوش بیوسته با ضخامت ۸ میلی‌متر برابر است با:

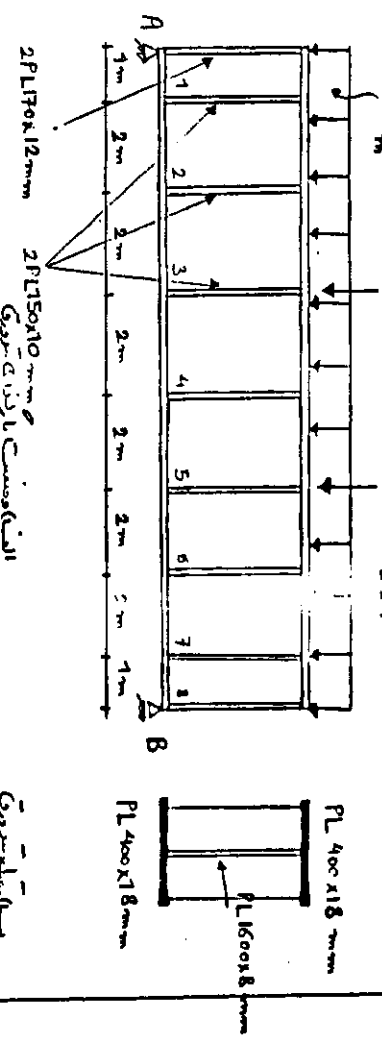
$$R_w = 650 \times 0.8 \times 4 = 2080 \text{ kg/cm}$$

چنانچه از جوش با ضخامت ۸ میلی‌متر و طول ۱۰ سانتی‌متر و فاصله آزاد ۱۰ سانتی‌متر استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$\frac{10}{75} = 13.3\% > 10\%$$



مثال ۱۸-۱: تیر ورقه شکل (۱۵-۱۵) را بر تکیه گاهها ۲۰Tm و ۲۰Tm و بار یکنواخت ۳ kN/m



التهک و منتهی بار از ۵ تا ۱۰ تیر ورقه  
 شکل ۱۵-۱۵: تیر ورقه مثال (۱۵-۱۵)  
 به اتصال تیر ورقه

این تیر ورقه بر روی تکیه گاهها در فاصله ۲۰ متر از یکدیگر نصب شده است. مطابق است:

- الف) انتخاب مقطع را مشخص کنید.
- ب) این تیر ورقه در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر نصب شده است. این تیر ورقه را با استفاده از تیر ورقه اتصال کنید.
- ج) برش در میانه تیر ورقه در هر یک از تکیه گاهها را مشخص کنید.
- د) اثر نیروی کشش در برش در هر یک از تکیه گاهها را مشخص کنید.
- ه) اتصال باله به جگه و اتصال منتهی گزیده را در این تیر ورقه با استفاده از تیر ورقه اتصال کنید.

حرف الف) ابتدا وزن تیر ورقه و سپس بر روی آن بار یکنواخت را اعمال کنید و ضرایب آن را رسم کنید.

$$G \left( \frac{KJ}{m} \right) = 0.785 (2 \times 410 \times 1.8 + 160 \times 0.8) = 113.5 \frac{KJ}{m}$$

وزن تیر ورقه بدون منتهی گزیده

وزن اتصال ورقه منتهی گزیده ما ۱۵۰ متر ورقه اتصال داریم:

$$213.5 \times 1.1 = 235 \frac{KJ}{m}$$

در شکل (۱۵-۱۵) بار یکنواخت برش و ضرایب تیر ورقه در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر مشخص شده است.

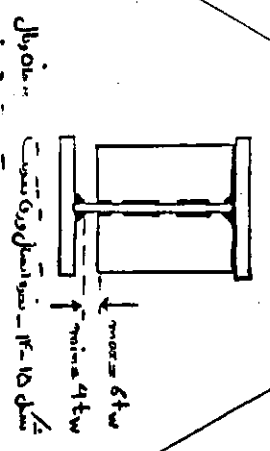
ج) در این صورت اتصال را با استفاده از تیر ورقه اتصال در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر

تیر ورقه منتهی گزیده در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر

در این صورت منتهی گزیده در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر

منتهی گزیده در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر

در این صورت اتصال را با استفاده از تیر ورقه اتصال در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر



در این صورت اتصال را با استفاده از تیر ورقه اتصال در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر و در فاصله ۲۰ متری از یکدیگر

نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:

$$F'_b = F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[ \frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right] \right] = 1440 \left[ 1 - 0.0005 \times \frac{160 \times 0.8}{40 \times 1.8} \left( \frac{160}{0.8} - \frac{6370}{\sqrt{1440}} \right) \right]$$

$$\rightarrow F'_b = 1398.87 \frac{KJ}{cm^2}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 0.8 \times 160^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 40 \times 1.8^3 + 40 \times 1.8 \times 80.9^2 \right) = 12.16 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$F_b = \frac{M C}{I} = \frac{175.28 \times 10^5 \times 81.8}{12.16 \times 10^5} = 1206.68 < F'_b = 1398.87 \frac{KJ}{cm^2}$$

بنابراین باید نیروی برشی گشت‌ها را نیز بررسی کنیم

حساب

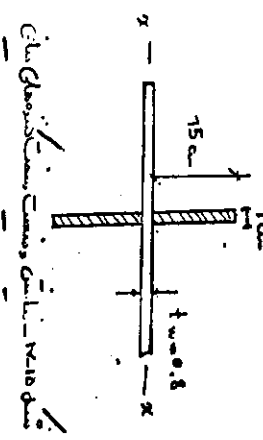
گشت‌ها گشت‌ها را بررسی کنیم:

$$\frac{Q}{h} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$K_r = 5 + \frac{5}{\left(\frac{Q}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{1.25^2} = 8.2$$

$$C_v = \frac{315 \times 10^4 \times K_r}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{315 \times 10^4 \times 8.2}{2400 \times \left(\frac{160}{0.8}\right)^2} = 0.27 < 0.8$$

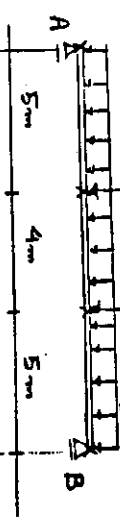
بنابراین می‌توان گفت که گشت‌ها را بررسی می‌کنیم:



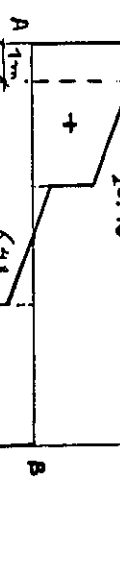
سوله‌های II مدرس: دکتر کروج فصل 15: تحلیل نیروهای ۲۹: صمیه

$$I_x = \frac{1}{3} t x a b^3 = \frac{20 \times 1 \times 15^3}{3} = 2250 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{50}\right)^4 = \left(\frac{160}{50}\right)^4 = 104.86 \text{ cm}^4$$

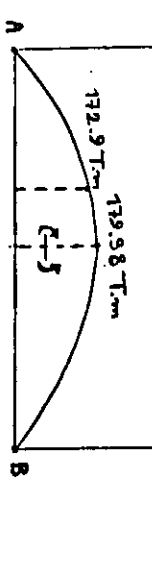
نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:



نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:



نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:



نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:

نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:

نیاز است به بررسی بال نیروی گشت‌ها نیز:

$$A_T = A_f + \frac{1}{6} A_w = 40 \times 1.8 + \frac{1}{6} \times 160 \times 0.8 = 93.33 \text{ cm}^2$$

$$I_T = \frac{1}{12} \times 1.8 \times 40^3 + \frac{1}{12} \times 26.7 \times 0.8^3 = 9601.14 \text{ cm}^4$$

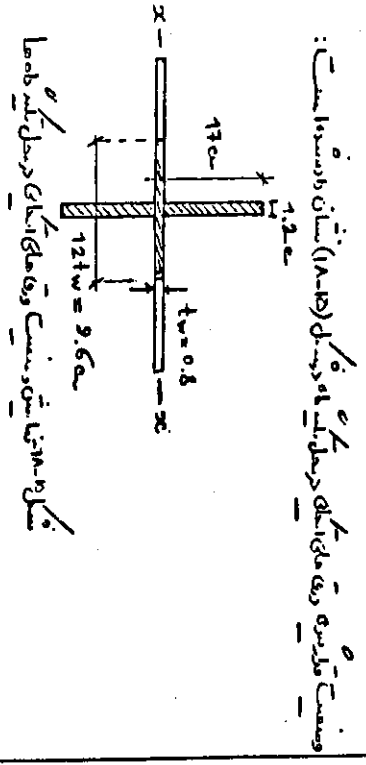
$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{9601.14}{93.33}} = 10.14$$

$$L = 400 \text{ cm} \text{ و } C_b = 1$$

$$\frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{32 \times 10^5 \times C_b}{F_y}} \rightarrow \frac{400}{10.14} < \sqrt{\frac{32 \times 10^5 \times 1}{2400}} \rightarrow 39.45 < 54.77 \rightarrow F_b = 1440 \frac{KJ}{cm^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{160}{0.8} = 200 > \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 167.8$$

محل ورقه آکس در طول تیر



میتوانیم تقریباً ورقه های آکس در طول تیر را در دو ناحیه (۱۵-۸) نشان دهیم

$$B = 12 t_w = 12 \times 0.8 = 9.6 \text{ cm}$$

$$A_g = 2 b_s t_s + B t_w = 2 \times 17 \times 1.2 + 9.6 \times 0.8 = 48.48 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 34.8^3 + \frac{1}{12} \times (9.6 - 1.2) \times 0.8^3 = 4214.78 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{4214.78}{48.48}} = 9.32, \quad \lambda_x = \frac{K L}{r_x} = \frac{0.75 \times 160}{9.32} = 12.9$$

$$\lambda = 12.9 \rightarrow F_a = 1401 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{42.68 \times 10^3}{48.48} = 880.36 < 1401 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$2 c t_s > \frac{P}{0.9 F_y} \rightarrow 2 \times 16 \times 1.2 = 38.4 > \frac{42.68 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 19.76$$

مقدار ۱۶ سانتی متر برکت شده است.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{17}{1.2} = 14.17 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.28$$

مقدار ۱۶ سانتی متر برکت شده است.

محل ورقه های آکس در طول تیر

$$A_{st} = \frac{1-c_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(\frac{a}{h})^2}{\sqrt{1 - (\frac{a}{h})^2}} \right] \cdot Y.D.H.t_w = \frac{1-0.27}{2} \left[ \frac{300}{160} - \frac{(\frac{300}{160})^2}{\sqrt{1 + (\frac{300}{160})^2}} \right] \cdot 1.8 \times 16 \times 0.8$$

$$\rightarrow A_{st} = 12.8 \text{ cm}^2 < 2 \times 1 \times 15 = 30 \text{ cm}^2$$

این مقدار کمتر از مقدار مورد نیاز است.

مقدار کافی است.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{75}{1} = 75 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.28$$

این مقدار کمتر از مقدار مورد نیاز است.

مقدار کافی است.

میتوانیم تقریباً ورقه های آکس در طول تیر را در دو ناحیه (۱۵-۸) نشان دهیم

$$B = 25 t_w = 25 \times 0.8 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 2 b_s t_s + B t_w = 2 \times 15 \times 1 + 20 \times 0.8 = 46 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1 \times (3 \times 0.8)^3 + \frac{1}{12} \times 19 \times 0.8^3 = 2435.65 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{2435.65}{46}} = 7.28 \text{ cm}, \quad \lambda_x = \frac{K L}{r_x} = \frac{0.75 \times 160}{7.28} = 16.48$$

$$\lambda_x = 16.48 \rightarrow F_a = 1388 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{20 \times 10^3}{46} = 434.78 < 1388 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$2 c t_s > \frac{P}{0.9 F_y} \rightarrow 2 \times 14 \times 1 = 28 > \frac{20 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 9.26$$

مقدار ۱۴ سانتی متر برکت شده است.

مقدار ۱۴ سانتی متر برکت شده است.

لطفاً به این بیان نیروی در سطح دست ختمه چه طولی است که مورد نیاز است:

$$a_{max} = 0.75 t_w = 0.75 \times 8 = 6 \text{ mm}$$

نیروی ۱  $a = 5 \text{ mm}$  :  
نیروی ۲  $a = 5 \text{ mm}$  :

$$\sigma_w = \frac{F_w}{R_w} = \frac{89.78}{650 \times 0.5} = 27.6$$

برای  $a = 5 \text{ mm}$  و  $5 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  یعنی عمده آزاد می‌باشند.  $10 \text{ cm}$  است در این بارها برسانست. این نیروی  $12.8 \text{ cm}$  است.

مکانیسمی که اینها نیروی:

$$V = 42.68 \text{ Tm}$$

$$I = 12.16 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$t = 0.8 \text{ cm}$$

$$Q = h f t f \left( \frac{h}{2} + \frac{t}{2} \right) = 40 \times 1.8 (80 + 0.9) = 5824.8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{V Q}{I t} = \frac{42.68 \times 10^3 \times 5824.8}{12.16 \times 10^5 \times 0.8} = 255.6$$

$$\sigma_w = \frac{V}{I} = \frac{255.6}{2} = 127.8$$

$$\frac{V}{R_w} = \frac{255.6}{650 \times 0.5} = 79$$

نیاز است در وسط مویش برسانست ۱:  
بدینوسیله  $a = 5 \text{ mm}$  یعنی ۱:  
برای  $a = 5 \text{ mm}$  و  $5 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  یعنی عمده آزاد می‌باشند.

برای  $a = 5 \text{ mm}$  و  $5 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  یعنی عمده آزاد می‌باشند.  $10 \text{ cm}$  است در این بارها برسانست. این نیروی  $12.8 \text{ cm}$  است.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + \left( \frac{a}{h} \right)^2}} \right] < 0.4 F_y$$

$$F_v = \frac{2400}{2.89} \left[ 0.27 + \frac{1 - 0.27}{1.15 \sqrt{1 + \left( \frac{200}{1400} \right)^2}} \right] = 559.53 < 0.4 \times 2400 = 960 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

مقدار جهت در پلان در  $10 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  و  $5 \text{ cm}$  است ۱:

$$V = 39.44 \text{ Tm}$$

$$F_v = \frac{V}{h t_w} = \frac{39.44 \times 10^3}{160 \times 0.8} = 308.73 < 553.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

نیاز است که جهت عمده در پلان در  $10 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  و  $5 \text{ cm}$  است ۱:

$$V = 26.48 \text{ Tm} \text{ و } F_v = 206.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ و } F_v = 553.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M = 172.9 \text{ Tcm}$$

$$F_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 F_y = 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ (0.825 - 0.375 \times \frac{F_v}{F_y}) F_y = (0.825 - 0.375 \times \frac{206.88}{2400}) \times 2400 = 1642.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

$$F_b = 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \frac{M c}{I} = \frac{172.9 \times 10^5 \times 80}{12.16 \times 10^5} = 1137.5 < F_b = 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

در  $c = \frac{h}{2}$  در  $10 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  و  $5 \text{ cm}$  است ۱:

$$F_{v3} = h \sqrt{\left( \frac{F_y}{1400} \right)^3} = 160 \sqrt{\left( \frac{2400}{1400} \right)^3} = 359.12$$

$$\tau_w = \frac{F_{v3}}{h} = \frac{359.12}{4} = 89.78$$

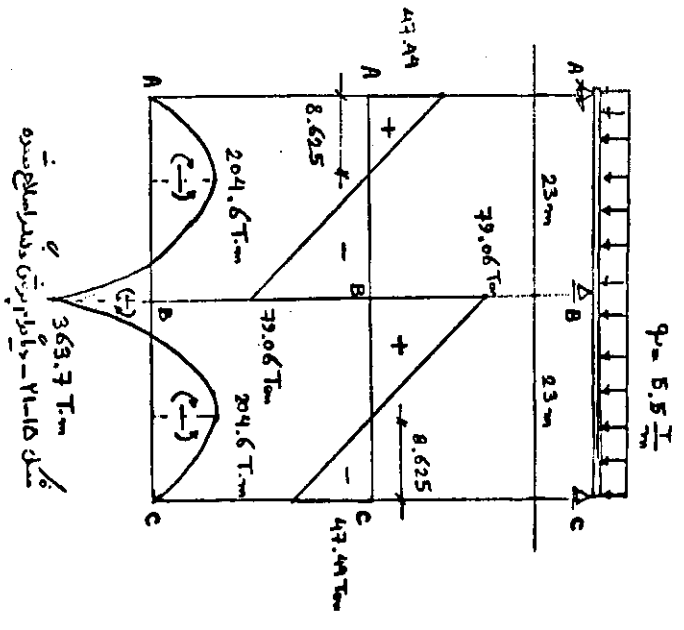
نیاز است جهت عمده در پلان در  $10 \text{ cm}$  و  $15 \text{ cm}$  و  $5 \text{ cm}$  است ۱:

تحقیق وزن استقامت نیروی :

$$G(Kg) = 2.05 \sqrt{\frac{M^2}{F_b^2 K}} = 2.05 \sqrt{\frac{(343.85 \times 10^5)^2}{(1440)^2 \times 200}} = 291.7 \frac{Kg}{m}$$

$$q = 5.2 + 0.29 = 5.49 \frac{T}{m} \approx 5.5 \frac{T}{m}$$

با نیروی وزن نیروی مابا و وزن استقامت در این شیب و در این شیب است (۲۱-۱۵) در صفحه ۳۲۲



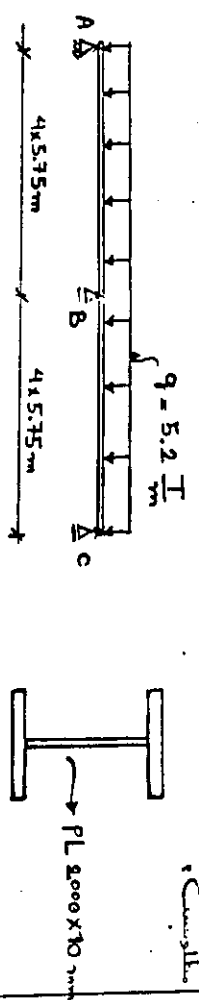
$$A_f = \frac{M}{F_b h} = \frac{A_w}{6} = \frac{363.7 \times 10^5}{1440 \times 200} = 52.95 \text{ cm}^2$$

$$A_f \approx 12.5 \text{ cm}^2$$

$$h > 50 \Rightarrow K_c = \frac{7}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{7}{\sqrt{200}} = 0.5 > 0.4$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{45}{2 \times 2.5} = 9 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 11.47$$

شکل ۱۵-۱۵: سازه فولادی شکل (۱۵-۱۵) در صفحه ۳۲۱. چنانچه برای جان این تیر از  $PL 2000 \times 10$  استفاده شود.

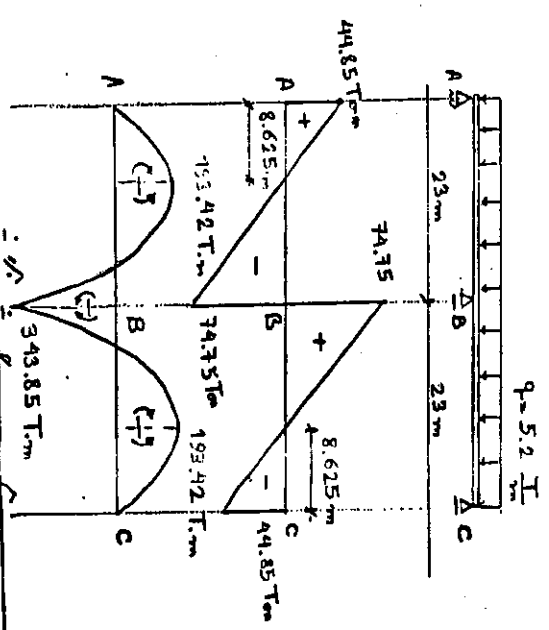


شکل ۱۵-۱۵ - جان تیر فولادی (۱۵-۱۵) الف) رسم استوار و ب) نیروی مابا

الف) شیب بسیار صاف جان تیر نسبت به جان سازه هستی  
ب) جان تیر قابل تنبلیت کننده در محل تکیه گاه A و B  
ج) یعنی ایجاد و موافقت نسبت گفته هکلی جان تیر نسبت به

این نیروی مابا و در طول جان تیر سازه جان تیر است.

حل الف) ابتدا در این تیر نیروی مابا و در این تیر نسبت به جان تیر (۱۵-۱۵) در صفحه ۳۲۱



$$R = 158.12 \text{ Tm}$$

$$\beta = 25tw = 25 \text{ cm}$$

$$A_g = 4bts + \beta tw = 4 \times 20 \times 1.5 + 25 \times 1 = 745 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \left( \frac{1}{12} \times 1.5 \times 41^3 \right) + \frac{1}{12} (25 - 2 \times 1.5) \times 1^3 = 17232.08 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{17232.08}{745}} = 10.9 \text{ cm}$$

$$\lambda = 13.76 \rightarrow F_a = 1397.6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A_g} = \frac{158.12 \times 10^3}{745} = 1090.5 < 1397.8 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$4cts > \frac{P}{0.9F_y} \rightarrow 4 \times 19 \times 1.5 = 114 > \frac{158.12 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 73.2$$

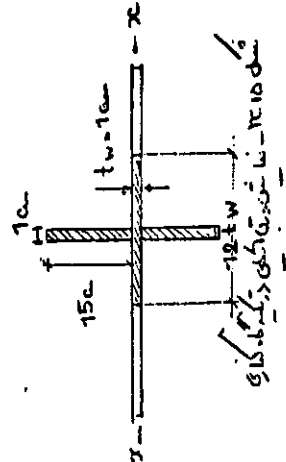
مقدار  $\lambda = 13.76$  در نظر گرفته شده است.

کنترل کمانش موضعی:

$$\frac{b_f}{t_s} = \frac{20}{1.5} = 13.33 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.23$$

پلاک تحت کشش درگیر است.

پلاک تحت کشش درگیر است. (۱۳۱۵) از سفت کننده سلباد ۱۵x۱۵ استوار است.



سفت کننده ۱۵x۱۵

$$L = 5.75 \text{ m}$$

$$L_c = \frac{635 b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{635 \times 45}{\sqrt{2400}} = 583.3 \text{ cm}$$

$$L_u = \frac{14 \times 10^5}{F_y \times \frac{d}{A_f}} = \frac{14 \times 10^5}{2400 \times \frac{205}{45 \times 2.5}} = 320.12 \text{ cm}$$

$$L_u < L < L_c \rightarrow F_b = 0.6F_y = 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{200}{1} = 200 > \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 167.8$$

$$F'_b = F_b \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[ \frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right] \right] = 1440 \left[ 1 - 0.0005 \frac{2000}{45 \times 2.5} \left[ \frac{200}{1} - \frac{6370}{\sqrt{1440}} \right] \right]$$

$$\rightarrow F'_b = 1398.87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

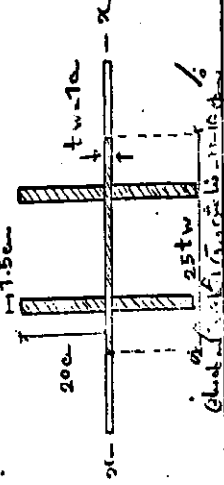
$$I = \frac{1}{12} \times 200^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 45 \times 2.5^3 + 45 \times 2.5 \times (101.25)^2 \right) = 29.7 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{363.7 \times 10^3 \times 102.5}{29.7 \times 10^5} = 1255.2 < 1398.87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

مقدار  $f_b = 1255.2$  در نظر گرفته شده برای پلاک ستونچه مناسب است.

پلاک تحت کشش درگیر است.

پلاک تحت کشش درگیر است. (۱۳۱۵) از سفت کننده سلباد ۱۵x۱۵ استوار است.



سفت کننده ۱۵x۱۵

$h = 200$   
 $300 = 1.5$

$K_v = 5 - \frac{5}{(\frac{a}{h})^2} = 5 + \frac{5}{(1.5)^2} = 7.22$

$C_v = \frac{315 \times 10^4 K_v}{F_3 (\frac{h}{t_s})^2} = \frac{315 \times 10^4 \times 7.22}{2400 \times (\frac{200}{1})^2} = 0.24 < 0.8$

بسیار کمتر از حد مجاز است.

$F_v = \frac{F_3}{2.8^2} \left[ C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}} \right] = \frac{2400}{2.8^2} \left[ 0.24 + \frac{1-0.24}{1.15\sqrt{1+(1.5)^2}} \right] = 503.74 \frac{kg}{cm^2}$

$F_v = \frac{v}{h t_s} = \frac{79.06 \times 10^3}{200 \times 1} = 395.3 < 503.74 \frac{kg}{cm^2}$

چون نیروی وارده بر ست کمتر از حد مجاز است.  
بنابراین این ست مناسب است.

$A_{st} = \frac{1-C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(\frac{a}{h})^2}{\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}} \right] \cdot Y.D. \cdot h \cdot t_s$

$A_{st} = \frac{1-0.24}{2} \left[ \frac{300}{200} - \frac{(\frac{300}{200})^2}{\sqrt{1+(\frac{300}{200})^2}} \right] \cdot 1 \times 1 \times 200 \times 1 = 19.15 \text{ cm}^2$

این مقدار کمتر از مقدار استاندارد 100 و 150 mm است.

$b_s = 10 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ bar } t_s = 20 \text{ cm}^2 > 19.15 \text{ cm}^2$

$I_x = \frac{21}{3} \cdot \frac{b_s^3}{3} = \frac{2 \times 10^3}{3} = 666.7 > (\frac{h}{50})^4 = (\frac{200}{50})^4 = 256 \text{ cm}^4$

کتاب که این مقدار کمتر است.

$\frac{b_s}{t_s} = \frac{10}{1} = 10 < \frac{395}{\sqrt{F_y}} = \frac{395}{\sqrt{2400}} = 16.23$

این مقدار کمتر از حد مجاز است.

$R = 47.44 \text{ Ton}$

$B = 12 t_s = 12 \text{ cm}$

$A_g = 2 b_s t_s + B t_s = 2 \times 15 \times 1 + 12 \times 1 = 42 \text{ cm}^2$

$I_x = \frac{1}{12} \times 15^3 + \frac{1}{12} (12-1) \times 1^3 = 2483.5 \text{ cm}^4$

$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{2483.5}{42}} = 7.7, \lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{0.35 \times 200}{7.7} = 19.5$

$\lambda = 19.5 \rightarrow F_a = 1377 \frac{kg}{cm^2}$

$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{47.44 \times 10^3}{42} = 1129.5 < 1377 \frac{kg}{cm^2}$

کتاب که این مقدار کمتر است.

$2 c t_s > \frac{P}{0.9 F_y} \rightarrow 2 \times 14 \times 1 = 28 > \frac{47.44 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 21.96$

مقدار 14 کمتر از مقدار استاندارد است.

$\frac{b_s}{t_s} = \frac{15}{1} = 15 < \frac{395}{\sqrt{F_y}} = \frac{395}{\sqrt{2400}} = 16.23$

کتاب که این مقدار کمتر است.

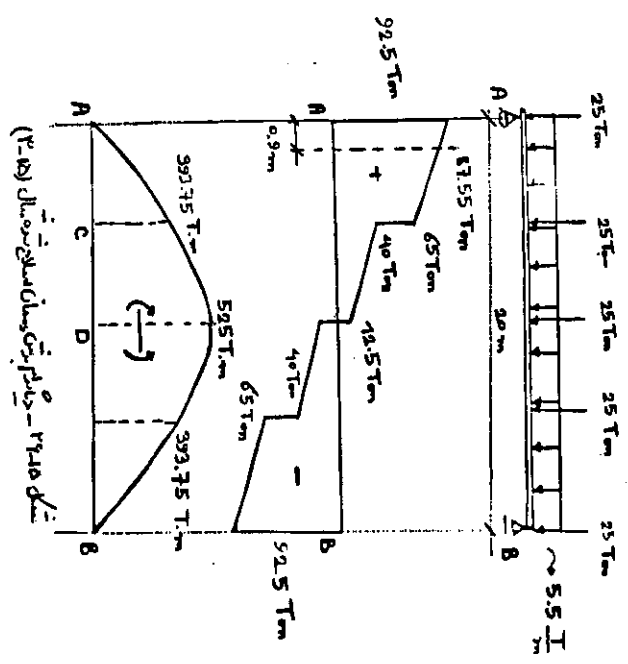
$\frac{h}{t_s} = \frac{200}{1} = 200 < 260$

این مقدار کمتر از حد مجاز است.

$\frac{a}{h} < \min \left\{ \frac{260}{\frac{t_s}{3}}, \left( \frac{260}{200} \right)^2 \right\} = 1.69$

$\alpha < 200 \times 1.69 = 338 \rightarrow \alpha = 300 \text{ cm}$

این مقدار کمتر از حد مجاز است.



مستقیم است یعنی سیروی

از نظر جابجایی طول دهانه در سیروی

مستقیم است یعنی سیروی

$$h = \frac{l}{8} = \frac{2000}{8} = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{16730}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \frac{250}{t_w} < \frac{16730}{\sqrt{2400}} \rightarrow t_w > 0.73 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{985 \times 10^3}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}} \rightarrow \frac{550}{t_w} < \frac{985 \times 10^3}{\sqrt{2400 (2400 + 1160)}} \rightarrow t_w > 0.74 \text{ cm}$$

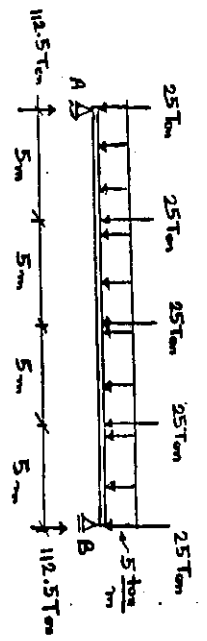
لطابقه در رابطه سیروی و سیروی ها  $t_w = 8 \text{ mm}$

سیروی سیروی ها

$$A_f = \frac{M}{F_b \cdot h} - \frac{A_w}{6} = \frac{525 \times 10^5}{1490 \times 250} - \frac{250 \times 0.8}{6} = 112.5 \text{ cm}^2$$

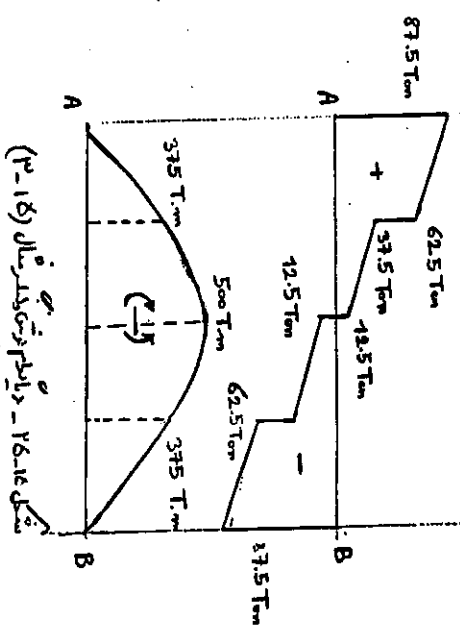
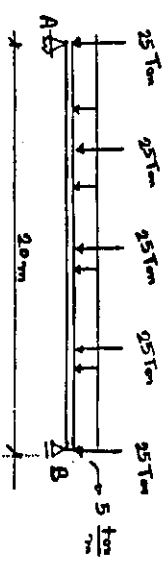
$b_f = 40 \text{ cm}$  و  $t_f = 9 \text{ cm}$

شماره ۳-۱۵: طراحی سیروی ها. این سیروی در سازه یکپارچه با دهانه سیروی ها طراحی شده است.



شکل ۳-۱۵: طراحی سیروی ها (۳-۱۵)

این سیروی در سیروی ها (۳-۱۵) طراحی شده است.



شکل ۳-۱۶: طراحی سیروی ها (۳-۱۶)

و این سیروی ها 500 kg/m و این سیروی ها در سیروی ها (۳-۱۶) طراحی شده است.



$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^5 \text{ cm}^4}{500}} = 10.2 \text{ cm} \rightarrow 49 < 58.2 \rightarrow F_b = 1490 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{0.8} = 312.5 > \sqrt{\frac{6370}{F_b}} = \sqrt{\frac{6370}{1490}} = 167.8$$

$$F'_b = 1490 \left[ 1 - 0.0005 \kappa \frac{0.8 \times 250}{3 \times 40} \left( 312.5 - \frac{6370}{\sqrt{1490}} \right) \right] = 1266.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 0.8 \times 250^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 40 \times 3^3 + 40 \times 3 \times 126.5^2 \right) = 48.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$F_b = \frac{M_C}{I} = \frac{525 \times 10^5 \times 128}{48.8 \times 10^5} = 1377 < 1266.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

این مقدار باید کمتر از تنش تسلیم ۵۰۰ مگاپاسکال باشد.  $\sigma = 500 \text{ MPa}$

$$F'_b = 1490 \left[ 1 - 0.0005 \kappa \frac{0.8 \times 250}{3 \times 40} \left( 312.5 - \frac{6370}{\sqrt{1490}} \right) \right] = 1285.7 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I = 48.8 \times 10^5 + 2 \left[ \frac{5 \times 3^3}{12} + 5 \times 3 \times 126.5^2 \right] = 53.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$F_b = \frac{M_C}{I} = \frac{525 \times 10^5 \times 128}{53.6 \times 10^5} = 1253.7 < 1285.7 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

درست بود که بر حسب ضوابط است.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{0.8} = 312.5 > 260$$

کاربر استخوانه لازم است.

$$\frac{\alpha}{h} < \min \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{260}{\frac{h}{t_w}} \right)^2 = \left( \frac{260}{312.5} \right)^2 = 0.692 \\ \frac{3}{3} \end{array} \right. \rightarrow \alpha < 0.692 \times 250 \rightarrow \alpha < 173 \text{ cm} \rightarrow \alpha = 150 \text{ cm}$$

مکانیسم سست کننده طول ۱۵۰ سانتی‌متر

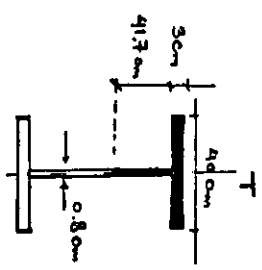
کنترل کارایی سست کننده

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{0.8} = 312.5 > 50 \rightarrow K_c = \frac{7}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{7}{\sqrt{\frac{250}{0.8}}} = 0.4$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2 \times 9} = 6.7 < \sqrt{\frac{795}{K_c}} = \sqrt{\frac{795}{0.4}} = 10.26$$

این مقدار از نظر ضوابط سست کننده مناسب است.

معماری و سازه‌های فولادی (۷۷-۱۸) در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۸-۷ - مقطع تیر فولادی (۲-۱۰)

$$A_T = A_f + \frac{1}{6} A_w = 40 \times 3 + \frac{1}{6} \times 250 \times 0.8 = 153.3 \text{ cm}^2$$

$$I_T = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 3 + \frac{1}{12} \times 41.7 \times 0.8^3 = 16061.8 \text{ cm}^4$$

$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{16061.8}{153.3}} = 10.2 \text{ cm}$$

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 + 1.05 \left( \frac{-393.75}{525} \right) + 0.3 \left( \frac{-393.75}{525} \right)^2$$

$$\rightarrow C_b = 1.13 < 2.3$$

در این صورت که مبنای  $C_b$  سست کننده  $C_0$  است مبنای  $C_b$  برابر  $C_b$  در نامه ACI 175 است (شکل ۱۹-۵۵)

$$F_r = \frac{F_y}{2.89} \times C_r = \frac{2400}{2.89} \times 0.59 = 490 < 960 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_r = \frac{F_y}{h t_w} = \frac{92.5 \times 10^3}{250 \times 0.8} = 462.5 < 490 \frac{Kg}{cm^2}$$

بنابراین سازه مستقیمه عاری از پدیده ابعادی و تقاضای مناسب است.

کنترل سفتی طبق سیرق:

سنگه هندسی از سیرق سازه هم:

$$M = 525 T.m$$

$$r = 12.5 T.cm$$

$$F_r = \frac{12.5 \times 10^3}{250 \times 0.8} = 62.5 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_b = \min \begin{cases} 0.6 F_y = 1440 \frac{Kg}{cm^2} \\ (0.825 - 0.375 \frac{F_r}{F_y}) F_y = (0.825 - 0.375 \times \frac{62.5}{2400}) \times 2400 = 1896.3 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$\rightarrow F_b = 1440 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_b = \frac{M C}{I} = \frac{525 \times 10^5 \times 125}{53.6 \times 10^5} = 1224.3 < 1440 \frac{Kg}{cm^2}$$

کنترل گمانت تمام جان سیرق،  
معمولاً برای جان سیرق باید در مکان بیست و بیست و پنج سانت باشد:

$$F_{bearing} < \left[ 2 + \frac{4}{(\frac{a}{h})^2} \right] \frac{703000}{(\frac{h}{t_w})^2} = \left[ 2 + \frac{4}{(0.6)^2} \right] \frac{703000}{(3125)^2} = 94.38 \frac{Kg}{cm^2}$$

بدی از دستوره گمانت لازم:

$$q = \frac{55 \text{ Kg}}{cm} \quad F_{bearing} = \frac{q}{t_w} = \frac{55}{0.8} = 68.75 < 94.38 \frac{Kg}{cm^2}$$

در محل با سازه سوزن از سیرق گمانت گرفته شده است که استاندارد سوزن با این برای کنترل ریشه (۳۷) نیست.

$$\frac{a}{h} = \frac{150}{250} = 0.6$$

$$K_r = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2} = 5 + \frac{5}{(0.6)^2} = 18.9$$

$$C_r = \frac{315 \times 10^4 K_r}{F_y (\frac{h}{t_w})^2} = \frac{315 \times 10^4 \times 18.9}{2400 \times (\frac{250}{0.8})^2} = 0.25 < 0.8$$

بنابراین گمانت انجام است.  
بسیار است اما از سیرق گمانت در طبقه جان طاق:

$$F_r = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_r + \frac{1 - C_r}{1.15 \sqrt{1 + (\frac{a}{h})^2}} \right] = \frac{2400}{2.89} \left[ 0.25 + \frac{1 - 0.25}{1.15 \sqrt{1 + (0.6)^2}} \right] = 672 \frac{Kg}{cm^2} < 960 \frac{Kg}{cm^2}$$

بیشترین سوزن در خارج از جان اول یعنی سنگه (۳۷) است.

$$F_r = \frac{r}{h t_w} = \frac{87.55 \times 10^3}{250 \times 0.8} = 437.75 < 672 \frac{Kg}{cm^2}$$

بنابراین کنترل سفت گمانت تمام جان سیرق است.  
کنترل بر حسب برانه‌ها به سیرق و سفتی:

در این جا فرض می‌کنیم که سفت گمانت ما ۵۰ سانت در سیرق است:

$$\frac{a}{h} = \frac{90}{250} = 0.36$$

$$K_r = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2} = 5 + \frac{5}{(0.36)^2} = 43.58$$

$$C_r = \frac{315 \times 10^4 K_r}{F_y (\frac{h}{t_w})^2} = \frac{315 \times 10^4 \times 43.58}{2400 \times (\frac{250}{0.8})^2} = 0.59 < 0.8$$

بنابراین گمانت انجام است.

در جان محل آبرو و سفتی از سیرق گمانت گرفته شده است که استاندارد سوزن با این برای سیرق سازه قابل است.

$$I_{xc} = \frac{2 t b s^3}{3} = \frac{2 \times 15 \times 15^3}{3} = 2250 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{5}\right)^4 = \left(\frac{250}{5}\right)^4 = 625 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{15}{1} = 15 < \sqrt{\frac{795}{F_y}} = \sqrt{\frac{795}{2400}} = 16.23$$

گزاره کلاس محاسبه شده است.

ایجاد سخت گزیده می شود. نسبت است.

بلایه ورقه ای یکی زیر تیرا می گذارند.

الته ورقه ای یکی میانی.

مهندسی گزیده می شود از ۱۲ میلاد ۱۵۰×۱۰ است.

$$P = 25 \text{ Tm}$$

$$B = 25 t w = 25 \times 0.8 = 20 \text{ cm}$$

$$A_g = 2 b s t_s + B t_w = 2 \times 15 \times 1 + 20 \times 0.8 = 46 \text{ cm}^2$$

$$I_{xc} = \frac{1}{12} \times 1 \times 30.8^3 + \frac{1}{12} (20-1) \times 0.8^3 = 2493.65 \text{ cm}^4$$

$$r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_g}} = \sqrt{\frac{2493.65}{46}} = 7.28 \text{ cm} \text{ و } \lambda_{xc} = \frac{K L}{r} = \frac{0.75 \times 250}{7.28} = 25.75$$

$$\lambda_{xc} = 25.75 \rightarrow F_a = 1351 \frac{K9}{\text{cm}^2}$$

$$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{25 \times 10^3}{46} = 543.5 < 1351 \frac{K9}{\text{cm}^2}$$

کنترل می شود همان است نشان

$$2 c t_s > \frac{P}{0.9 F_y} \rightarrow 2 \times 14 \times 1 = 28 > \frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 11.57$$

مقاومت C ۱۴ cm زیر تیر شده است.

کنترل گزیده می شود.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{15}{1} = 15 < \sqrt{\frac{795}{F_y}} = \sqrt{\frac{795}{2400}} = 16.23$$

طایفه برقی سخت گزیده است.

$$F_{cr} = h \sqrt{\frac{F_y}{A_g}} = 250 \sqrt{\frac{2400}{14900}} = 561.13$$

$$F_{cr} = \frac{F_{cr}}{n} = \frac{561.13}{4} = 140.3$$

$$0.75 t w = 0.75 \times 0.8 = 6 \text{ mm}$$

$$R_w = 650 \times 0.5 = 325$$

بدون است ۵ mm منفی است.

$$\frac{a}{t_w} < \frac{2920}{\sqrt{F_y}} = \frac{140.3}{49} = 2.86$$

پایه بر ۱۵ cm r 7 cm ریمیت هم می باشد. از آن پس جوش ما ۱۸ است. در صورتی که ما همان جوش

جوش ما نباید از ۱۲.۸ mm باشد.

کنترل جوش هم

$$\frac{a}{t_w} < \frac{2920}{\sqrt{F_y}}$$

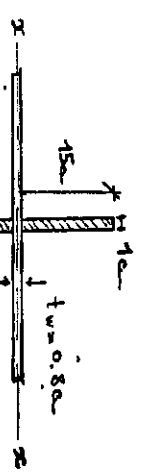
$$F_w = 462.5 \frac{K9}{\text{cm}^2} \rightarrow \frac{a}{0.8} < \frac{2920}{\sqrt{462.5}} \rightarrow a < 108.6 \text{ cm}$$

بنابراین ما همان در نظر گرفته شده برای سخت گزیده ما برای آن است. (۹۰ mm) است.

ما هم همان ورقه ای سخت گزیده می باشد.

$$A_{st} = \frac{1-cv}{2} \left[ \frac{a}{h} - \left(\frac{R}{h}\right)^2 \right] \cdot Y.D.h.t_w = \frac{1-0.25}{2} \left[ \frac{150}{250} - \left(\frac{150}{250}\right)^2 \right] \times 1 \times 1250 \times 0.8 = 21.85 \text{ cm}^2$$

اندر سخت گزیده بر ایجاد ۱۵۰×۱۰ mm. بلایه شکل (۱۸-۱۵) استادی شوند.



۱۸-۱۵ - نشان دهنده جوش است.

$$b_s = 15 \text{ cm} \rightarrow 2 b_s t_s = 2 \times 15 = 30 \text{ cm}^2 > 21.85 \text{ cm}^2$$

طرح مقطع بال سازه فولادی:

$$V_{max} = 92.5 \text{ Tm}$$

$$I = 53.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$t = 0.8 \text{ cm}$$

$$Q = b f t f \left( \frac{b}{2} + \frac{t f}{2} \right) = 45 \times 3 (125 + 1.5) = 17077.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{V Q}{I t} = \frac{92.5 \times 10^3 \times 17077.5}{53.6 \times 10^5 \times 0.8} = 368.4$$

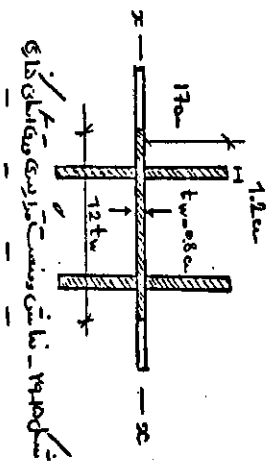
$$\tau_{cu} = \frac{\tau}{2} = 184.2$$

$$R_{cu} = \frac{\tau_{cu}}{0.5 \times 650} = 1/47$$

بهر صورت  $a = 6 \text{ cm}$  است.

با توجه به شکل گوی:

در صورتی که از ۴ کلاف ۱۶ میلادی استفاده می‌شود.



شکل گوی - نمایش وضعیت تقارن در مقطع سازه فولادی

$$P = (117.5 - 25) = 92.5 \text{ Tm}$$

$$p = 12 t w = 12 \times 0.8 = 96 \text{ cm}$$

$$A_g = 4 b_s t_s + 8 t w = 4 \times 17 \times 1.2 + 9.6 \times 0.8 = 89.28 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \left( \frac{1}{12} \times 1.2 \times 34.8^3 \right) + \frac{1}{12} \times (9.6 - 2 \times 1.2) \times 0.8^3 = 8429.15 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{8429.15}{89.28}} = 9.7 \text{ cm}, \lambda_x = \frac{K L}{r_x} = \frac{0.75 \times 250}{9.7} = 19.3$$

$$\lambda = 19.3 \rightarrow F_a = 1378 \frac{K9}{\text{cm}^2}$$

$$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{92.5 \times 10^3}{89.28} = 1036 < 1378 \frac{K9}{\text{cm}^2}$$

$$4 c t_s \gg \frac{P}{0.9 F_y} \rightarrow 4 \times 16 \times 1.2 = 76.8 \gg \frac{92.5 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 42.82$$

مقدار  $c$  و  $t_s$  در برزخ سازه است.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{17}{1.2} = 14.17 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.23$$

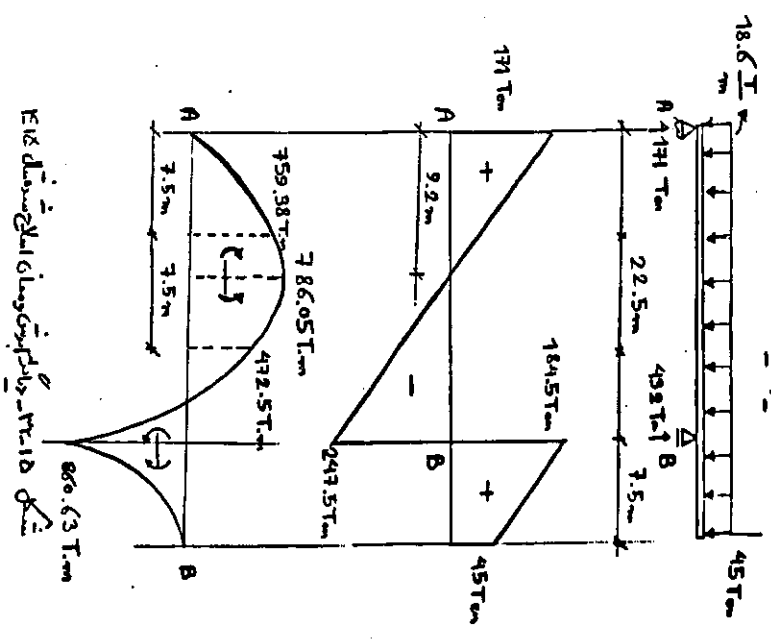
کنترل کلاف سازه است.

مسئله ۱۵: طاق پیروقیما صنف: ۲۸

مدرس: دکتر کریمی

سأله ملای II

با مقیاس و قیاس پیروقی و در تمام بخش‌های ابداع شده رسم کنیم:



در تمام بخش‌ها پیروقی:

با مقیاس پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم. با مقیاس پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.

پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.

$$h = \sqrt[3]{\frac{3MK}{2F_B}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 786.05 \times 10^5 \times 200}{2 \times 1440}} = 253.9 \text{ cm} \rightarrow h = 250 \text{ cm}$$

مقیاس پیروقی:

$$\frac{h}{t_w} < \frac{16370}{\sqrt{F_B}} \Rightarrow \frac{250}{t_w} < \frac{16370}{\sqrt{2400}} \rightarrow t_w > 0.73 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{985 \times 10^3}{250} \rightarrow t_w > 0.74 \text{ cm}$$

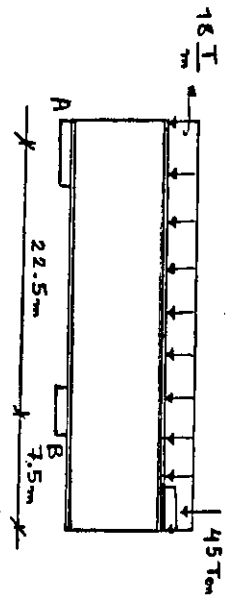
مسئله ۱۵: طاق پیروقیما صنف: ۲۹

مدرس: دکتر کریمی

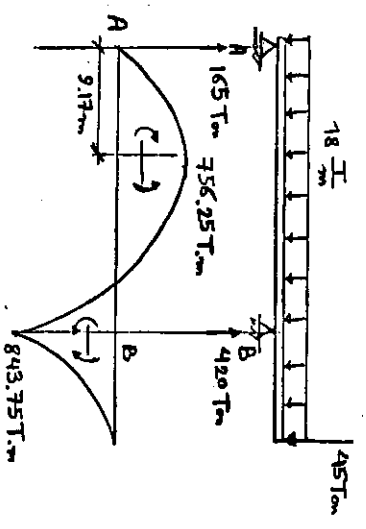
سأله ملای II

مثال ۱۵-۴: پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم. با مقیاس پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.

در طول دهانه در یک طرف با هم و در یک طرف با هم با مقیاس پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.



در تمام بخش‌ها پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.



شکل ۱۵-۳: دیاگرام نیروها و ابداع شده

مقیاس پیروقی:

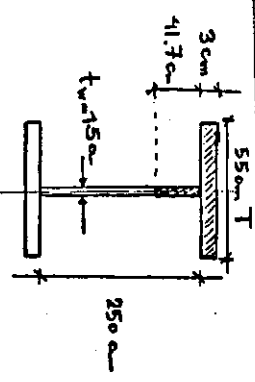
$$K = \frac{h}{t_w} = 200$$

$$G \left( \frac{K^2}{m} \right) = 2.057 \sqrt[3]{\frac{M^2}{F_B^2 \cdot K}} = 2.057 \sqrt[3]{\frac{(843.75 \times 10^5)^2}{1440^2 \times 200}} = 530.6 \frac{K^2}{m}$$

$$G \left( \frac{M^2}{m} \right) = 530.6 \times 1.1 = 583.7 \frac{K^2}{m}$$

مقیاس قیاس:

با مقیاس قیاس پیروقی و قیاس پیروقی  $M^+$  و  $M^-$  در تمام بخش‌ها رسم کنیم.



مسئله ۱۵ - تیرچه فولادی - درس: استرکچر

$$A_T = A_f + \frac{1}{6} A_w = 55 \times 3 + \frac{1}{6} \times 250 \times 1.5 = 227.5 \text{ cm}^2$$

$$I_T = \frac{1}{12} \times 3 \times 55^3 + \frac{1}{12} \times 41.7 \times 1.5^3 = 41605.5 \text{ cm}^4$$

$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{41605.5}{227.5}} = 13.52 \text{ cm}$$

$$L = 750 \text{ cm}, C_b = 1$$

$$L_c = \frac{635 b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{635 \times 55}{\sqrt{2400}} = 712.9 \text{ cm} \rightarrow L > L_c, L_u$$

$$L_u = \frac{14 \times 10^5}{5} = \frac{14 \times 10^5}{5} = 375.98 \text{ cm}$$

$$F_y \cdot \frac{d}{A_f} = \frac{2400 \times 256}{55 \times 3}$$

$$F_{b1} = \frac{8.4 \times 10^5}{L_d} \cdot C_b = \frac{8.4 \times 10^5}{750 \times \frac{256}{55 \times 3}} \times 1 = 721.88 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{\frac{7240^5 C_b}{F_y}} < \sqrt{\frac{360 \times 10^5 C_b}{F_y}} \rightarrow 54.77 < 55.47 < 122.47 \rightarrow$$

$$F_{b2} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{L}{r_T} \right)^2}{1075 \times 10^5 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times (55.47)^2}{1075 \times 10^5 \times 1} \right] \times 2400 = 1435.13 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \min(F_{b1}, F_{b2}) = 1435.13 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{1.5} = 166.7 < \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 167.86$$

پایه تیرچه فولادی - درس: استرکچر

ضخامت لبه تیرچه فولادی 15 mm

تیرچه فولادی

درس: استرکچر

$$A_f = \frac{1}{6} \frac{A_w}{h} = \frac{860.65 \times 10^5}{6} - \frac{250 \times 1.5}{6} = 176.6 \text{ cm}^2$$

درس: استرکچر

$$A_f = \frac{1}{6} \frac{A_w}{h} = \frac{786.05 \times 10^5}{6} - \frac{250 \times 1.5}{6} = 155.85 \text{ cm}^2$$

تیرچه فولادی

درس: استرکچر

$$b_f = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{1.5} = 166.7 > 50 \rightarrow K_c = \frac{7}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{7}{\sqrt{166.7}} = 0.54$$

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{60}{2 \times 3} = 10 < \frac{795}{\sqrt{F_y / K_c}} = \frac{795}{\sqrt{\frac{2400}{0.54}}} = 11.93$$

درس: استرکچر

$$b_f = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{1.5} = 166.7 \rightarrow K_c = 0.54$$

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{55}{2 \times 3} = 9.17 < 11.93$$

تیرچه فولادی - درس: استرکچر

درس: استرکچر

تیرچه فولادی - درس: استرکچر

بلندای واقعی: ۲۵۰ cm  
 طول ستون: ۲۵۰ cm  
 بار محوری: ۲۵۰ kN

$a = 250 \text{ cm}$

$\frac{a}{h} = \frac{250}{250} = 1$

$K_{vr} = 5 + \frac{5}{(h/a)^2} = 5 + \frac{5}{1} = 10$

$C_{vr} = \frac{315 \times 10^4 \times K_{vr}}{2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 0.47 < 0.8$

$F_y \times \left(\frac{h}{f_w}\right)^2 = 2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2$

$F_y = 247.5 \times 10^3 = 247.5 \text{ kN}$

$F_{vr} = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_{vr} + \frac{1 - C_{vr}}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] = \frac{247.5}{2.89} \left[ 0.47 + \frac{1 - 0.47}{1.15 \sqrt{1 + 1}} \right] = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

$f_{tw} = \frac{V}{A} = \frac{247.5 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

کنترل برش در برابر محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

کنترل برش در برابر محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

$\frac{a}{h} = \frac{150}{250} = 0.6$

$K_{vr} = 5 + \frac{5}{(h/a)^2} = 5 + \frac{5}{(0.6)^2} = 18.9$

$C_{vr} = \frac{315 \times 10^4 \times K_{vr}}{2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 0.89 > 0.8$

$F_y \cdot \left(\frac{h}{f_w}\right)^2 = 2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $0.89 > 0.8$  است.

بلندای واقعی: ۲۵۰ cm  
 طول ستون: ۲۵۰ cm  
 بار محوری: ۲۵۰ kN

$a = 250 \text{ cm}$

$\frac{a}{h} = \frac{250}{250} = 1$

$K_{vr} = 5 + \frac{5}{(h/a)^2} = 5 + \frac{5}{1} = 10$

$C_{vr} = \frac{315 \times 10^4 \times K_{vr}}{2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 0.47 < 0.8$

$F_y \times \left(\frac{h}{f_w}\right)^2 = 2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2$

$F_y = 247.5 \times 10^3 = 247.5 \text{ kN}$

$F_{vr} = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_{vr} + \frac{1 - C_{vr}}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] = \frac{247.5}{2.89} \left[ 0.47 + \frac{1 - 0.47}{1.15 \sqrt{1 + 1}} \right] = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

$f_{tw} = \frac{V}{A} = \frac{247.5 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

کنترل برش در برابر محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

کنترل برش در برابر محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

$\frac{a}{h} = \frac{150}{250} = 0.6$

$K_{vr} = 5 + \frac{5}{(h/a)^2} = 5 + \frac{5}{(0.6)^2} = 18.9$

$C_{vr} = \frac{315 \times 10^4 \times K_{vr}}{2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 0.89 > 0.8$

$F_y \cdot \left(\frac{h}{f_w}\right)^2 = 2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $0.89 > 0.8$  است.

$I = \frac{1}{12} \times 1.5 \times 250^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 55 \times 3^3 + 55 \times 3 \times 126.5^2 \right) = 72.34 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$F_b = \frac{M_c}{I} = \frac{786.02 \times 10^5 \times 128}{72.34 \times 10^5} = 1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

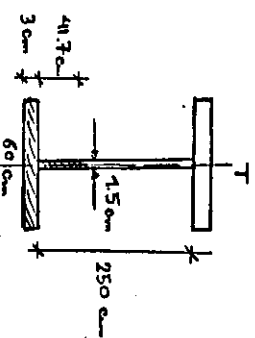
بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1390.85 < 1495.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.



شکل ۱۳-۱۵ - مقطع ستون در امتداد محورها

$L_c = 350 \text{ cm}$

$L_u = \frac{635 \times 60}{\sqrt{F_y}} = \frac{635 \times 60}{\sqrt{2400}} = 777.7 \text{ cm}$

$L_u = \frac{14 \times 10^5}{F_y \cdot \frac{d}{A_p}} = \frac{14 \times 10^5}{2400 \times \frac{256}{60 \times 3}} = 410.16 \text{ cm}$

$I = \frac{1}{12} \times 1.5 \times 250^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 60 \times 3^3 + 60 \times 3 \times 126.5^2 \right) = 77.14 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$F_b = \frac{M_c}{I} = \frac{860.63 \times 10^5 \times 128}{77.14 \times 10^5} = 1428.06 < 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1428.06 < 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1428.06 < 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1428.06 < 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $1428.06 < 1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  است.

$\frac{a}{h} = \frac{250}{250} = 1$

$K_{vr} = 5 + \frac{5}{(h/a)^2} = 5 + \frac{5}{1} = 10$

$C_{vr} = \frac{315 \times 10^4 \times K_{vr}}{2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 0.47 < 0.8$

$F_y \times \left(\frac{h}{f_w}\right)^2 = 2400 \times \left(\frac{250}{1.5}\right)^2$

$F_y = 247.5 \times 10^3 = 247.5 \text{ kN}$

$F_{vr} = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_{vr} + \frac{1 - C_{vr}}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] = \frac{247.5}{2.89} \left[ 0.47 + \frac{1 - 0.47}{1.15 \sqrt{1 + 1}} \right] = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

$f_{tw} = \frac{V}{A} = \frac{247.5 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 660.94 \text{ kg/cm}^2$

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

بازرسی تنش تسلیم بتن در محورها:  $660.94 < 660.94 \text{ kg/cm}^2$  است.

ب) طراحی التکرینی

$$M = 746.05 \text{ T.m}$$

$$v = 0$$

$$F_b = \min \begin{cases} 0.6 F_y = 1440 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2} \\ (0.825 - 0.375 \frac{F_y}{F_r}) F_y = 0.825 \times 2400 = 1980 \end{cases} \rightarrow F_b = 1440 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \frac{M c}{I} = \frac{786.05 \times 10^5 \times 125}{72.34 \times 10^5} = 1358.26 < 1440 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

کنترل گمانت نام جان تیر تیر:

ضریب  $\phi$  برای تیرهای با سوراخ‌ها در تیرهای مستقیم:

$$F_{bearing} < \left[ 2 + \frac{4}{\left(\frac{h}{n}\right)^2} \right] \times \frac{703000}{\left(\frac{h}{1.5}\right)^2} = \left[ 2 + \frac{4}{1} \right] \times \frac{703000}{\left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 151.85 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{bearing} = \frac{Q}{t_w} = \frac{186}{1.5} = 124 < 151.85 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

طول تیر مستقیم کمتر است:

$$F_{rs} = 1.4 \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3} = 250 \sqrt{\left(\frac{2400}{1400}\right)^3} = 56113$$

$$C_w = \frac{F_{rs}}{n} = \frac{56113}{4} = 140.3$$

$$a_{max} = 0.35 t_w = 0.35 \times 15 = 11.25 \text{ mm}$$

$$R_w = 650 a = 650 \times 1 = 650$$

$$R_w = \frac{C_w}{R_w} = \frac{140.3}{650} = 1/22$$

بارگذاری 250 mm، 5 لایه تیر می‌باشد. بنابراین بارگذاری تیرها 15 است. فاصله فاصله بین تیرها 160 mm است.

$$\frac{a}{t_w} < \frac{2920}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \frac{a}{1.5} < \frac{2920}{\sqrt{2400}} \rightarrow a < 205.11 \text{ mm}$$

$$F_r = \frac{174 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 456 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

تأثیر فاصله در لایه تیرهای خمشی و تیرهای مستقیم (a = 150 mm) است.

ب) طراحی التکرینی

$$C_v = \frac{1600}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{K_r}{F_y}} = \frac{1600}{\left(\frac{250}{1.5}\right)} \sqrt{\frac{18.9}{2400}} = 0.85 > 0.8$$

$$F_r = \frac{F_y}{2.89} \times C_v = \frac{2400}{2.89} \times 0.85 = 705.88 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_r = \frac{v}{h t_w} = \frac{131 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 456 < 705.88 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

استعمال ضریب تیر مستقیم:

انتخاب بر اساس ضریب تیر مستقیم:

$$M = 860.63 \text{ T.m}$$

$$v = 247.5 \text{ T.m}$$

$$F_r = \frac{v}{h t_w} = \frac{247.5 \times 10^3}{250 \times 1.5} = 660 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \min \begin{cases} 0.6 F_y = 1440 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2} \\ (0.825 - 0.375 \frac{F_y}{F_r}) F_y = (0.825 - 0.375 \times \frac{660}{660.94}) \times 2400 = 1081.28 \end{cases}$$

$$F_b = \frac{M c}{I} = \frac{860.63 \times 10^5 \times 125}{77.14 \times 10^5} = 1394.6 < 1081.28 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

تیرهای تیرهای تکرینی با سوراخ‌ها در تیرهای مستقیم 150 mm است.

$$C_v = 0.85$$

$$F_r = 798.8 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \min \begin{cases} 0.6 F_y = 1440 \frac{\text{KJ}}{\text{cm}^2} \\ (0.825 - 0.375 \frac{F_y}{F_r}) F_y = (0.825 - 0.375 \times \frac{660}{798.8}) \times 2400 = 1236.4 \end{cases}$$

$$I = 77.14 \times 10^5 + 2 \left( \frac{1}{12} \times 10 \times 3^3 + 10 \times 3 \times 126.5^2 \right) = 86.74 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$F_b = \frac{M c}{I} = \frac{860.63 \times 10^5 \times 125}{86.74 \times 10^5} = 1240.24$$

تأثیر فاصله در لایه تیرهای مستقیم و تیرهای خمشی (a = 150 mm) است.



سأله حل اولي II

مدرست: الكورس الثاني

محل: 15 طابق سيرتوقا صنفه: B

$$x_{22} = \frac{K L}{F} = \frac{0.35 \times 250}{13.63} = 13.75 \rightarrow F_a = 1398 \frac{KJ}{cm^2}$$

$$F_x = \frac{P}{A_g} = \frac{432 \times 10^3}{306.25} = 1410.6 \times 1398 \frac{KJ}{cm^2}$$

استاد سفت كفتنه ما الانترتيميم:

$$b_s = 30 \text{ cm}$$

$$t_s = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_g = 356.25 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 96929.3 \text{ cm}^4$$

$$F_a = 16.5, \lambda_x = 11.4 \rightarrow F_a = 1406 \frac{KJ}{cm^2}$$

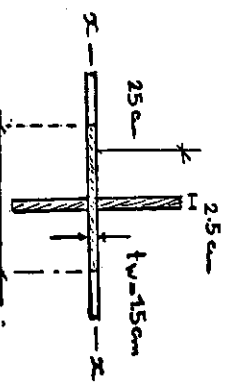
$$F_a = \frac{P}{A_g} = \frac{432 \times 10^3}{356.25} = 1212.63 < 1406 \frac{KJ}{cm^2}$$

مدرست: 28 cm سرفه است.

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{30}{2.5} = 12 < \frac{795}{\sqrt{F_g}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.23$$

مدرست: 28 cm سرفه است.  
مدرست: 28 cm سرفه است.  
مدرست: 28 cm سرفه است.

مدرست: 28 cm سرفه است.



$$P = 174 \text{ Ton}$$

$$B = 12 t_w = 18 \text{ cm}$$

$$A_g = 2 b_s t_s + P t_w = 2 \times 25 \times 2.5 + 18 \times 1.5 = 152 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} (2.5 \times 51.5^3) + \frac{1}{12} (18 \times 2.5^3) + 1.5^3 = 28460.8 \text{ cm}^4$$

سأله حل اولي II

مدرست: الكورس الثاني

محل: 15 طابق سيرتوقا صنفه: B

مدرست: الكورس الثاني

مدرست: الكورس الثاني

$$\frac{a}{h} = \frac{250}{250} = 1$$

$$C_r = 0.47$$

$$A_{st} = \frac{1 - C_r}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(\frac{a}{h})^2}{\sqrt{1 - (\frac{a}{h})^2}} \right] \cdot Y.D. \cdot h \cdot t_w = \frac{1 - 0.47}{2} \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right] \times 250 \times 1.5 = 29.1 \text{ cm}^2$$

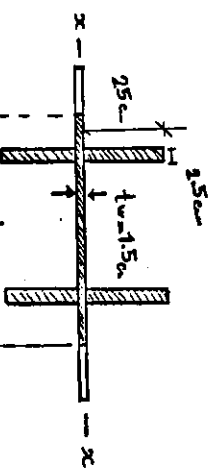
$$b_s = 15 \text{ cm} \rightarrow 2 b_s t_s = 2 \times 15 = 30 \text{ cm}^2 > 29.1 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{2 t_s b_s^3}{3} = \frac{2 \times 1 \times 15^3}{3} = 2250 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{5}\right)^4 = 625 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{15}{1} = 15 < \frac{795}{\sqrt{F_g}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.23$$

مدرست: 28 cm سرفه است.

مدرست: الكورس الثاني



$$P = 432 \text{ Ton}$$

$$B = 25 t_w = 25 \times 1.5 = 37.5 \text{ cm}$$

$$A_g = 4 b_s t_s + B t_w = 4 \times 25 \times 2.5 + 37.5 \times 1.5 = 306.25 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \left( \frac{1}{12} \times 2.5 \times 51.5^3 \right) + \frac{1}{12} (37.5 \times 2.5^3) + 1.5^3 = 56922 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_3}} = \sqrt{\frac{98460.8}{152}} = 13.68$$

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.35 \times 250}{13.68} = 13.7 \rightarrow F_a = 139 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_{a3} = \frac{P}{A_3} = \frac{171 \times 10^3}{152} = 1125 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$2ct_s > \frac{P}{0.9F_y} \rightarrow 2 \times 24 \times 2.5 = 120 > \frac{171 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 79.17$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{25}{2.5} = 10 < \frac{795}{\sqrt{F_y}} = \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16.23$$

$b_f = 55 \text{ cm}$   
 $t_f = 3 \text{ cm}$

$U_{max} = 171 \text{ Ton}$   
 $I = 72.34 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$$Q = b_f t_f \left(\frac{1}{2} + \frac{t_f}{2}\right) = 55 \times 3 (125 + 1.5) = 20872.5 \text{ cm}^3$$

$$C = \frac{QA}{It} = \frac{171 \times 10^3 \times 20872.5}{72.34 \times 10^5 \times 1.5} = 328.93$$

$$C_w = \frac{\pi}{2} = 164.47$$

$$\frac{C_w}{R_w} = \frac{164.47}{650 \times 0.8} = /32$$

$b_f = 70 \text{ cm}$   
 $t_f = 3 \text{ cm}$

$U_{max} = 247.5 \text{ Ton}$   
 $I = 86.74 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$$Q = b_f t_f \left(\frac{1}{2} + \frac{t_f}{2}\right) = 70 \times 3 (125 + 1.5) = 26565 \text{ cm}^3$$

$$C = \frac{QA}{It} = \frac{247.5 \times 10^3 \times 26565}{86.74 \times 10^5 \times 1.5} = 505.33 \rightarrow C_w = \frac{505.33}{2} = 252.65$$

$$\frac{C_w}{R_w} = \frac{252.65}{650 \times 0.8} = /39$$

بهرین حالت 8mm عرض داریم:

ب) دایمان در تیر:

کوتاه ترین حالت در تیر:  
الف) دایمان با درستی:

کوتاه ترین حالت در تیر:

کوتاه ترین حالت در تیر:

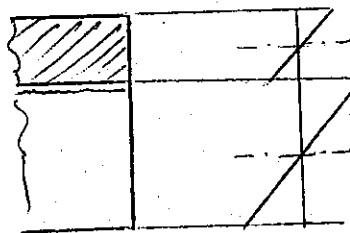
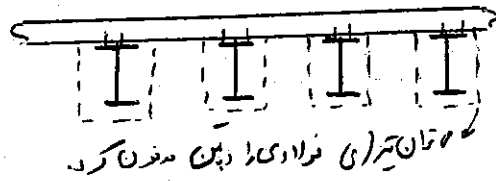
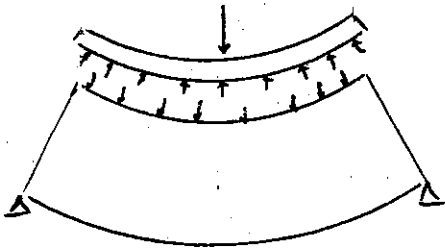
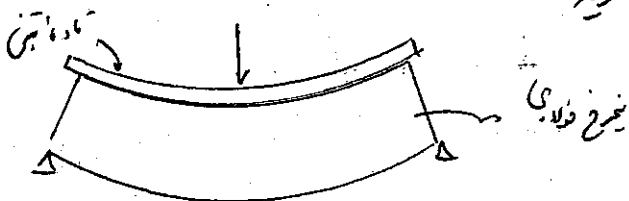
## فصل هشتم:

طراحی تیرهای مختلط

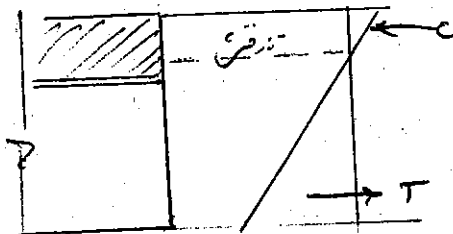
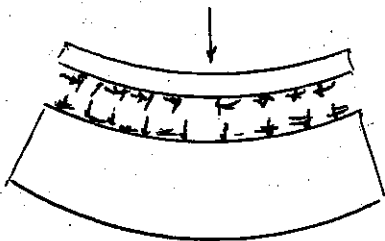
تیرهای مجلط ( composite beams )

- در ابتدا از برسازی فولاد جهت آماده‌ای بتن استفاده می‌شود البته به مگره تمام بتن و فولاد از هم جدا می‌مانند، زیرا بعد از ریخته شدن بتن در فیدان قابل توجهی می‌مانند.

پیوسته صفت چگونگی استفاده از زایه (ای برس) مگره تمام بتن و فولاد شکل دیگری بخورد و نسبت آنرا از اصطکاک بین تیر فولاد و بتن صرف نظر کرد یعنی فولاد و تیر به هریت مستقل قفس پیدا کرده و همگی از یکدیگر جدا می‌مانند و در کل تماس با یکدیگر در هم فزاید تقریباً.

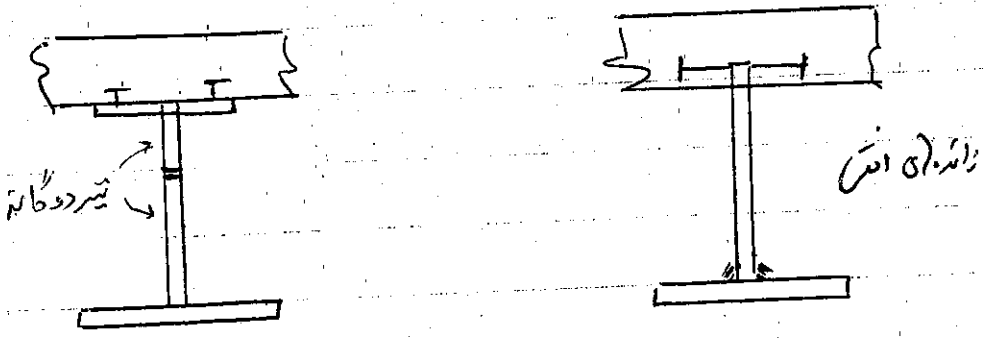
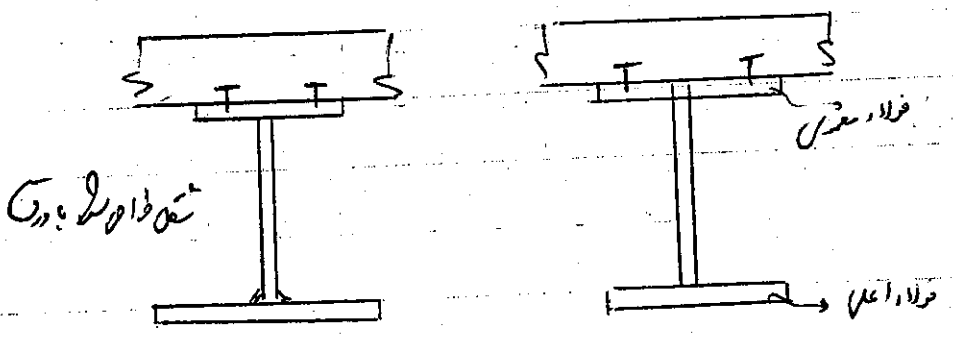
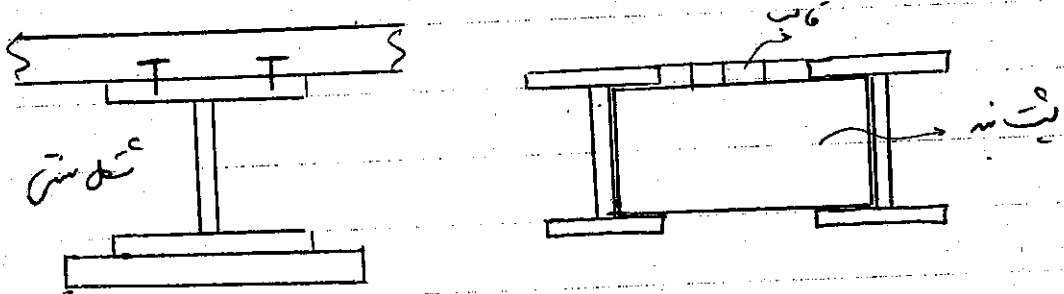


- اگر به کمک زایه (ای برس) تمام مگره تلف تیر و توده را تا این مورد در این صورت تیر لغزشی انجام نمی‌دهد و محو در تنش در گنج پیوسته فزاید است، در این حالت تیر و ای (افق) برس) در سطح تماسی توده در سطح فولادی تیر سبب مگره تمام تیر و توده فزاید می‌شود.



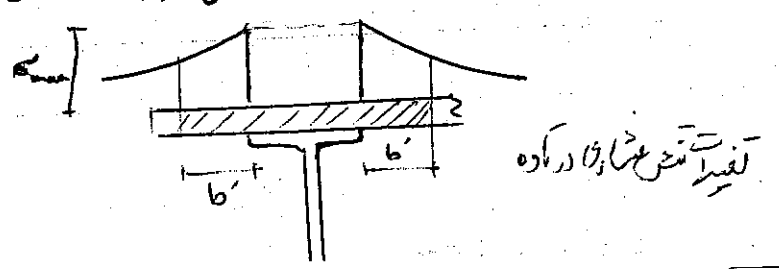
عکس در نقاط تیر و تارده سبب بالارفتن ظرفیت باربری تقعه شده ، از نوع کت کم بارها و باردهای فنجان شکل  
 پیدا کنند . در ساختن فضای مرتفع حتی سبب تنگ شدن بارها و فیزیک نیز در برابر بارهای طاق کم بارها

اشکال متداول تیرهای فلز به شرح زیر است :



عرض مذکور :

بررسی است  $M$  عرض از تارده عنوان این نوع تیر فلز شکل را کند . منطبق این است  
 $M$  بر طبق شکل زیر طوری عمل کنیم که  $2b$  برابر سطح زیر منحن تغییرات توزیع بار  
 در تارده  $L$



مقدار  $b_E$  بیشتر به طول  $L$  و نوع بارداره دارد بصورت تئوری بنام زیر حد پهنای

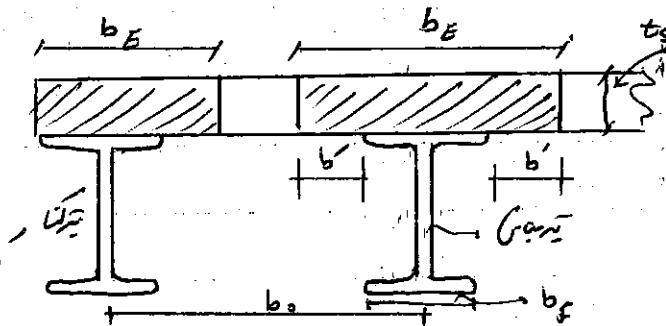
$$b_E = b_f + 2 \frac{L}{\pi(3+2\sqrt{1-\nu^2})}$$

$L$ : طول باره  $\nu = 0.2$  (بتن)

$$\nu = 0.2 \rightarrow b_E = b_f + 0.196L$$

این نام AISC از فرمول ACI در مورد طراحی تیرهای T شکل بتن استناد کرده در رابطه زیر را از آن استفاده کرده:

$$\begin{cases} b_E \leq L/4 \\ b_E \leq b_f \\ b_E \leq b_f + 16t_s \end{cases}$$



- برای اینکه شکست سطح بتن را در نظر بگیریم بین تارها به عامل فولاد خود تبدیل خواهیم در این حالت از نسبت ایجابی  $n$  استفاده خواهیم کرد:

$$n = E_s / E_c$$

$$E_s = 2.07 \times 10^6 \text{ bar}$$

میب ریجی فولاد

$$E_c = w^{1.5} (0.35) \sqrt{f'_c}$$

$w$  (kg/m<sup>3</sup>): وزن مخصوص بتن

$f'_c$  (bar): مقاومت بتن

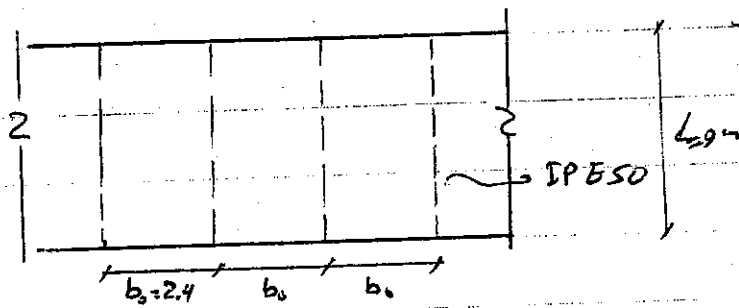
$$w = 2300 \text{ kg/m}^3 \rightarrow E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

بر طبق توصیه آیین نامه  $n$  را بصورت صغیر بکار خواهیم برد

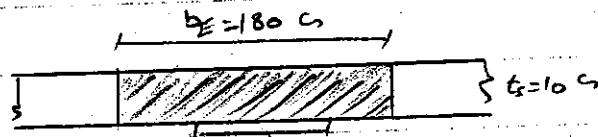
- از تقوای اجزای عملی است  $M$  از فولاد و بتن، غالب بتنی استناد شود. در این حالت تیر فولادی وزن بتن است، وزن غالب بتنی و وزن خود را تحمل خواهد کرد. در این آیین نامه بتن تیر فقط وزن بارک سازی و بار زنده را تحمل خواهد کرد.

- اگر جهت اجزا از بتن بتنی زیر تیر فولادی استناد شود. در این آیین نامه بتن هیچ بتنی حذف ندارد. تیر فقط وزن تیر، بتن، بار مرده و زنده را تحمل خواهد کرد.

مثال: شغلت مقطع غیرمستطی مطابق ضوابط AISC را انجام دهید.



$f_y = 210$  MPa استاندارد است.



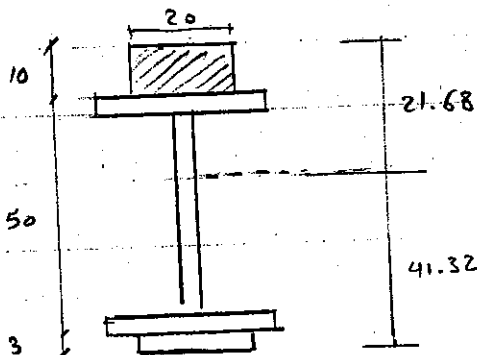
$$b_E \leq L_y/4 = 900/4 = 225$$

$$b_E \leq b_o = 240$$

$$b_E \leq b_f + 16 t_f = 20 + 16(10) = 180$$

$$b_E = 180 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = \frac{2.07 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} \approx 9.45 \rightarrow 9$$



$$S_{t, comp} = \frac{I}{y_t} = \frac{197453}{21.68} = 9108 \text{ cm}^3$$

$$S_{b, comp} = \frac{I}{y_b} = \frac{197453}{41.32} = 4779 \text{ cm}^3$$

(مقطع مرکب)

تشریح کاربردی (با جدول شمع بندی)

از نظر ادبی تیر مستطی به دو نوع اجزا و سه

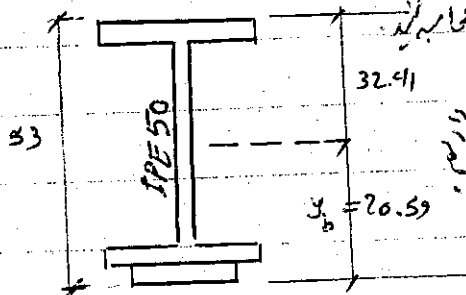
۱- جدول شمع بندی زیر تالهای بتن

۲- شمع بندی زیر تالهای بتن

در حالت اول یعنی فولادی به تنهایی وزن بتن و عدد آرماتور

در حالت دوم تیر مستطی کامل و در آن تمام واکر و

ادامه مثال - تشریح کاربردی رادار دو حالت با جدول شمع بندی



$$S_t = 2189 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 3446 \text{ cm}^3$$

$$I = 70961 \text{ cm}^4$$

برای تیر  $M_L = 760 \text{ kNm}$  (تالز اول از بار مود و رفته)

مقطع فولادی (غیر مستطی)

الف - بر روی سطح مغزی اولی (وزن بتن تازه و سرج رالاری فراموش) :

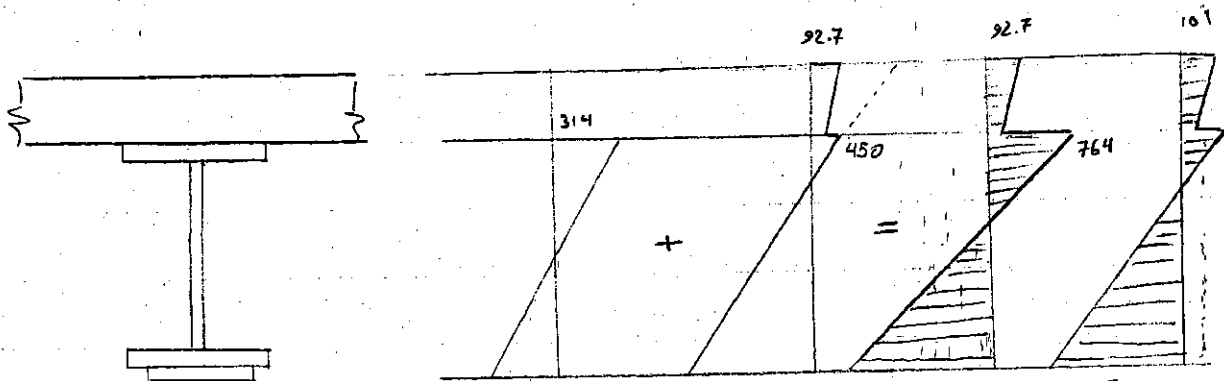
$$b_0 = 552 \text{ cm} = 2300 \times 0.1 \times 2.4$$

$$\text{وزن سیم IPE50} = \frac{126}{678} \text{ da/m}$$

$$M_D = \frac{P l^2}{8} = \frac{678 (9)^2}{8} = 6865 \text{ da.m}$$

$$\left. \begin{aligned} f_t &= \frac{M_D}{S'_t} = \frac{686500}{2189} = 314 \text{ bar} \\ f_b &= \frac{M_D}{S'_b} = \frac{686500}{3446} = 205 \text{ bar} \end{aligned} \right\} \text{این از زیر کاپن}$$

$$\left. \begin{aligned} f_t &= \frac{1}{n} \frac{M_L}{S_t} = \frac{7600000}{9108(9)} = 92.7 \text{ bar} \\ f_b &= \frac{M_L}{S_b} = \frac{7600000}{4779} = 1590 \text{ bar} \end{aligned} \right\} \text{باز از زیر کاپن}$$



ب - استناد از سیم بندی (در اینجا سیم یک عدد) توسط مقطع کلیه عمل (مستطری)  
 (حالت الف) (مستطری بعد از سیم بندی) (مستطری قبل از سیم بندی)  
 (حالت ب) (مستطری از سیم بندی)

$$f_t = \frac{1}{n} \frac{M_D + M_L}{S_t} = \frac{686500 + 76 \times 10^5}{9108(9)} = 101 \text{ bar}$$

$$f_b = \frac{M_D + M_L}{S_b} = \frac{686500 + 76 \times 10^5}{4779} = 1734$$

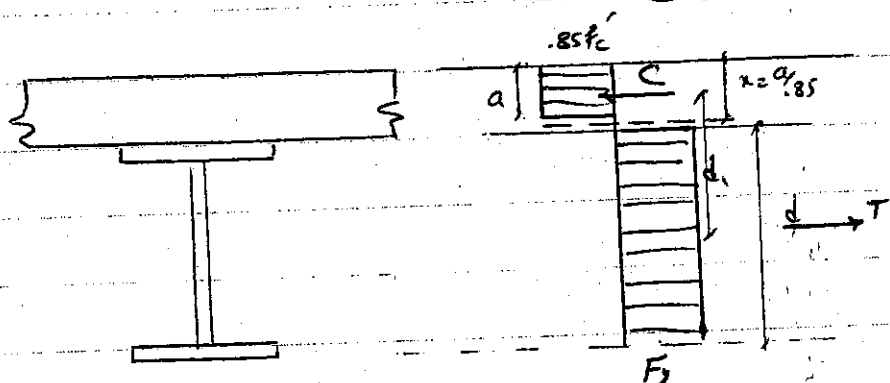


استحکام آرماتور بتن مسلح

سوال: استحکام آرماتور بتن مسلح را برای مقطع را می توانی توضیح دهید؟

لذا در اینجا به عنوان استحکام آرماتور بتن مسلح را می توانیم فرض بر این است که طول آرماتور بتن و نیز فولاد به یکدیگر عمل کنند. این اصل را می توانیم به شکل کلی بنویسیم.

در حالت اول بتن تازه کاملاً سخت می باشد.



$C = 0.85 f_c' a \times b$  (نیروی بتن)

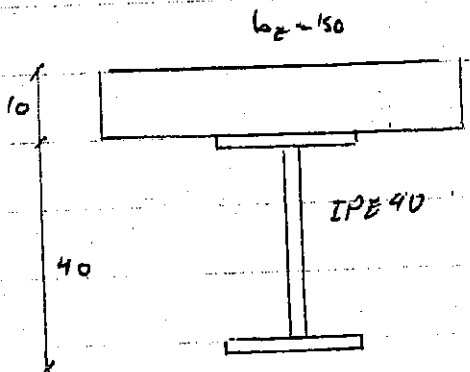
$\rightarrow a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c' b}$  (ACI)

$T = A_s F_y$  (نیروی کشش)

نیروی خم

$M_u = C d_1 = T d_1 \rightarrow M_u = A_s F_y (d_1 + t_s - a/2)$

مثال: جدولی برای مقطع بتن مسلح زیر



$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

$n = 9$

$M_u = 2$

$$a = \frac{A_s F_s}{.85 f_c b_E} = \frac{84.5 (2333)}{.85 (210) (150)} = 7.36 < t_s$$

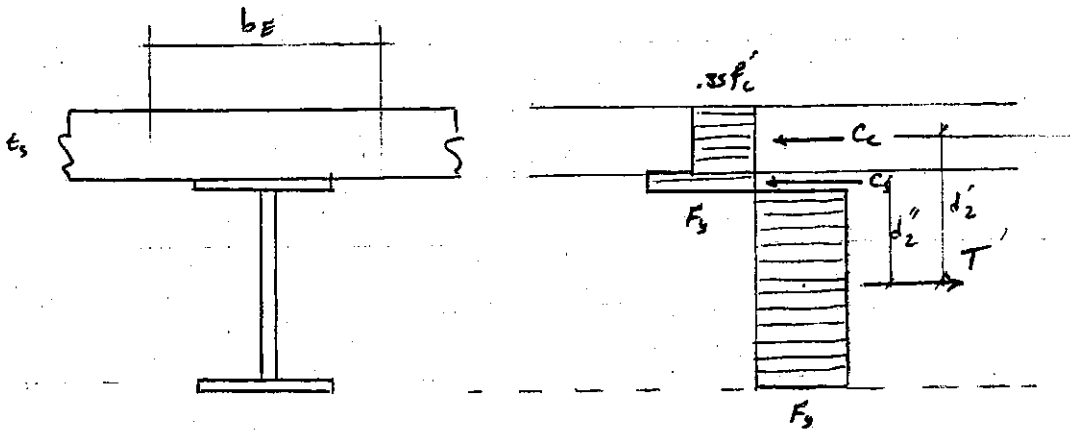
حل:

$$C = .85 f_c' a b_E = .85 (210) (7.36) (150) = 197140 \text{ دان}$$

$$T = A_s F_s = 84.5 (2333) = 197140 \text{ دان}$$

$$M_u = 197140 \left( \underbrace{40 \frac{1}{2} + 10 - 7.36 \frac{1}{2}}_d \right) = 518.9 \text{ ک.م.}$$

در حالت دوم: بحر از برین فولادی مقطع تحت بار قرار دارد.



$$C_c = .85 f_c' b_E t_s$$

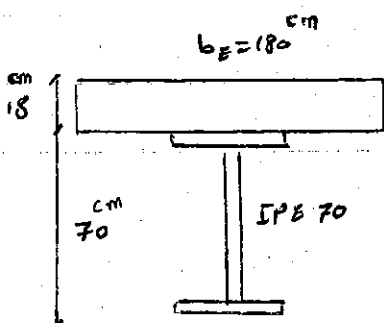
$$C' = C_c + C_s \quad T' = A_s F_s - C_s \quad \text{در اکثر مواقع}$$

$$C' = T' \rightarrow C_s = \frac{A_s F_s - C_c}{2} \rightarrow C_s = \frac{A_s F_s - .85 f_c' b_E t_s}{2}$$

برای تعیین مقادیر  $C_c$  و  $C_s$  و همچنین مقادیر  $d_2$  و  $d_2'$  ظرفیت محاسباتی تیر را بر مبنای زیرین مقادیر:

$$M_u = C_c d_2 + C_s d_2'$$

مثال: مطابق تصویر ظرفیت تیر برای مقطع مشخص شکل زیر:



$$f_c' = 210 \text{ بار}$$

$$n = 9$$

تست از فولاد در سازه  $\rightarrow$

$$a = \frac{A_s F_y}{.85 f'_c b_e} = \frac{(306.4)(2333)}{.85(210)(180)} = 22.25 \text{ cm} > t_s$$

$$C_c = .85 f'_c b_e t_s = .85(210)(180)(18) = 578340 \text{ da}$$

$$C_s = \frac{A_s F_y - .85 f'_c b_e t_s}{2} \rightarrow C_s = 68246 \text{ da}$$

تست از فولاد  $= d_f = \frac{68246}{30(2333)} = .98 \text{ cm} < 3.2 \text{ cm}$

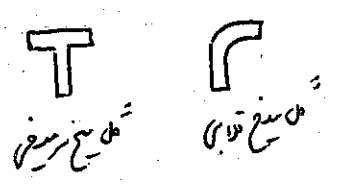
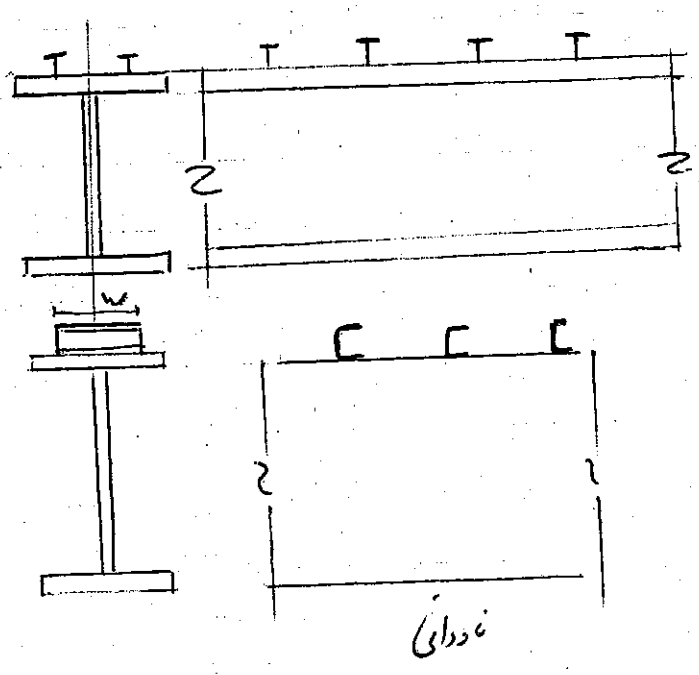
لافت برزخ  $= \frac{(306.4)(35) - (3.2 - .98) \times 30 \times (70 - \frac{.98}{2})}{306.4 - .98(30)} = 21.95 \text{ cm}$

$$d'_2 = (70 + 18 - 21.95 - 18 \frac{1}{2}) = 66.05$$

$$d''_2 = (70 - 21.95 - \frac{.98}{2}) = 47.6$$

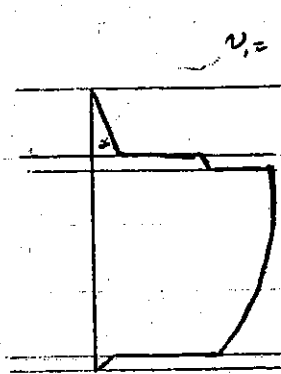
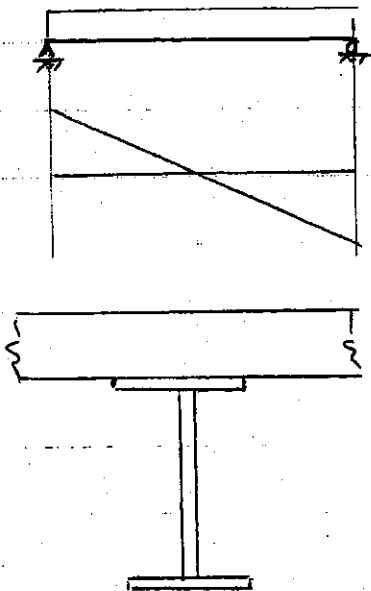
$$M_u = C_c d'_2 + C_s d''_2 = 4145 \text{ kcm}$$

نانه (ای برسی) - برشگیرها  
 - تستی برسی که در سازه از آنجا می آید که بین سازه فولادی وجود دارد  
 برای اینکه سطح نملک پیچیدگی عمل کند به توسط عوامل تستی سازه تستی به تست پیچیدگی سازه  
 (چسبندگی بین فولاد و سازه) به این منظور از نانه (ای برسی) استفاده می شود



- برای اینکه زائده (برآیند) در سطح کامل متغیر باشد باید نسبت به طول تیر تغییر است باید ظاهر در محل تیر برش با مقدار بیشتری قرار گیرد (آر تی اس، و به در حوالی تیرها)

داریم  $P$  و  $q$  و  $v$  و  $v_1$  و  $v_2$  و  $v_3$  و  $v_4$  و  $v_5$  و  $v_6$  و  $v_7$  و  $v_8$  و  $v_9$  و  $v_{10}$  و  $v_{11}$  و  $v_{12}$  و  $v_{13}$  و  $v_{14}$  و  $v_{15}$  و  $v_{16}$  و  $v_{17}$  و  $v_{18}$  و  $v_{19}$  و  $v_{20}$  و  $v_{21}$  و  $v_{22}$  و  $v_{23}$  و  $v_{24}$  و  $v_{25}$  و  $v_{26}$  و  $v_{27}$  و  $v_{28}$  و  $v_{29}$  و  $v_{30}$  و  $v_{31}$  و  $v_{32}$  و  $v_{33}$  و  $v_{34}$  و  $v_{35}$  و  $v_{36}$  و  $v_{37}$  و  $v_{38}$  و  $v_{39}$  و  $v_{40}$  و  $v_{41}$  و  $v_{42}$  و  $v_{43}$  و  $v_{44}$  و  $v_{45}$  و  $v_{46}$  و  $v_{47}$  و  $v_{48}$  و  $v_{49}$  و  $v_{50}$  و  $v_{51}$  و  $v_{52}$  و  $v_{53}$  و  $v_{54}$  و  $v_{55}$  و  $v_{56}$  و  $v_{57}$  و  $v_{58}$  و  $v_{59}$  و  $v_{60}$  و  $v_{61}$  و  $v_{62}$  و  $v_{63}$  و  $v_{64}$  و  $v_{65}$  و  $v_{66}$  و  $v_{67}$  و  $v_{68}$  و  $v_{69}$  و  $v_{70}$  و  $v_{71}$  و  $v_{72}$  و  $v_{73}$  و  $v_{74}$  و  $v_{75}$  و  $v_{76}$  و  $v_{77}$  و  $v_{78}$  و  $v_{79}$  و  $v_{80}$  و  $v_{81}$  و  $v_{82}$  و  $v_{83}$  و  $v_{84}$  و  $v_{85}$  و  $v_{86}$  و  $v_{87}$  و  $v_{88}$  و  $v_{89}$  و  $v_{90}$  و  $v_{91}$  و  $v_{92}$  و  $v_{93}$  و  $v_{94}$  و  $v_{95}$  و  $v_{96}$  و  $v_{97}$  و  $v_{98}$  و  $v_{99}$  و  $v_{100}$



$$v_1 = \frac{vq}{bEI}$$

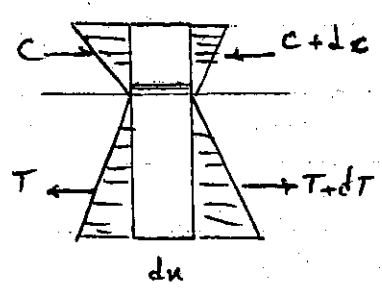
$$v_1 b E = \frac{vq}{I}$$

تغییرات تنش برش  
بر اساس کابردی

$$P \left( \frac{vq}{I} \right) \leq q \Rightarrow P \leq \frac{q}{\frac{vq}{I}}$$

AASHTO تیری شکل و برین اساس طراحی کنند

ضوابط AISC بر اساس استحکام خمی عمل کننده که در آن حالت در کف خمی است در این است  
کافی است که تعداد زائده (ی) لازم برای انتقال نیروی فشاری حاصل از تیر در آن باشد و این را داریم.



$$\frac{dc}{dx} = v_1 b E$$

$$\begin{cases} C_{max} = 0.85 f_c b_e t_s \\ T_{max} = A_s F_y \end{cases}$$

$$v_1 \leq \frac{C_{max}}{q_{ult}} \quad \& \quad \frac{T_{max}}{q_{ult}}$$

(برگزاریم که تعداد کتری بهره)

در ضوابط AISC، فواصل زائده (ساده) در تیرها

روش اجزایی AASHTO سب جبررسی از نظر بتن روی فولادین برادوبست به سبجی برعکای ۲ رقم کارانه است.

بررسی تنزی  $f_{ult}$  بمسیده است ، مطالعات تجربی و تنزوری روابط زیر را داده است :

تخصیصت جان نادان  $t$   $f_{ult} = 4 d_s^2 \sqrt{f_c' E_c} \quad h/d \geq 4$   $f_{ult}$  به سیخ ← ضرب الجان ۲

تخصیصت جان نادان  $t$   $f_{ult} = 1859 (h + .5t) w \sqrt{f_c'} \quad (dan)$   $f_{ult}$  به سبجی  $h, d, t$  بر حسب cm

طراحی زانده

این نام از استاندارد ASCE استفاده کرده ، با استفاده از ضریب زودای طراحی جت بین زاندهای برنجت است اگر بارگذاری جین مانده ، این ضریب ۲ است .

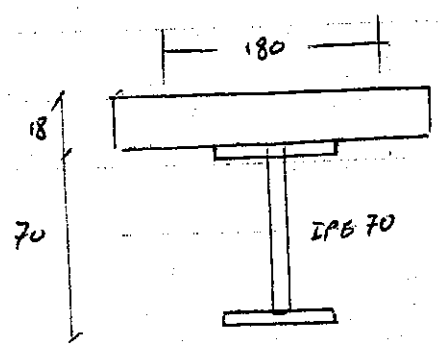
$$\left\{ \begin{aligned} V_h &= \frac{C_{max}}{2} = \frac{.85 f_c' A_c}{2} & A_c &= b_e t_s \\ V_h &= \frac{T_{max}}{2} = \frac{A_s F_y}{2} \end{aligned} \right.$$

$V_h$  برجات در مقابل گندمانه و متورکن فواید .  
 کوچکترین مقدار  $V_h$  جت جاسم اشجی ب فواید .

تعداد زاندهای لازم در مقابل گندمانه  $n = \frac{V_h}{q_{ult}}$   $n$  عدد گندمانه

مطلوبت جین تعداد اول جینی تا مورد نیاز

قطر جان جینی ۲۰ ، طول آجی ۸۰ ،  $f_c' = 210$   $n$  عدد گندمانه



$$V_h = \frac{.85 f_c' A_c}{2} = \frac{.85 (210) (180) (18)}{2} = 2890 \text{ کج}$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{30.64 (2333)}{2} = 3575 \text{ کج}$$

$$V_h = 2890 \text{ km}$$

$$Q = 0.4 (2)^2 \sqrt{210 (15000 \sqrt{210})} \approx 55 \text{ km}$$

$$N = \frac{V_h}{Q} = \frac{2890}{55} \approx 53 \text{ تعداد}$$

این تعداد از وسط (نمونه) گرفته شده، پس در مورد...

طراحی تحت فرغ تیرهای ممتد بر طبق ATSC -

روش طراحی بر اساس ATSC بر اساس استخوانهای است و به روش تمام تمام زیر انجام خواهد رفت:

۱- مقطع را به فرض اینکه از سطح بندی استوار شده است این بگفته در این مقطع تا رسیدن به...

$$F_b = 0.66 F_y \text{ است چون گویه خاصی در این مورد است. (فردرنگ مقطع مورد نیاز است)}$$

$$S_{tr} > \frac{M_D + M_L}{F_b}$$

۲- باید مطمئن شد که سطح درازگی تحت بار و درازگی استوار شده است که از سطح سطح است این کنترل با رابطه زیر انجام می شود:

$$S_{tr} > (1.35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D}) S_s$$

۳- کنترل شود سطح فرغ فولادی تحت اثر بارهای مرده، قبل از رسیدن کامل بین بال و تیر...

$$S_{tr} > \frac{M_D}{F_b} \text{ (تیرها بدون آن) یا کمتر گرفته شود. } F_b \text{ برآورد } 0.66 F_y$$

۴- در حالتی از تعداد زاندهای کافی استوار شده است، این مقطع می تواند بر طبق رابطه زیر خواهد بود:

$$S_{eff} = S_s + \frac{V_h}{V_h} (S_{tr} - S_s)$$

نظریه: بر طبق برورد زاندها لازم برای احتیاط کامل سطح.

شکل - مطلوبیت طرح تیرهای یک ست

$f_c = 210 \text{ bar}$  ,  $f_b = 2333 \text{ bar}$

$f_c = 95$  ,  $t_s = 10 \text{ cm}$

$\rho = 750 \text{ kg/m}^3$  ,  $A = 738 \text{ cm}^2$  ,  $n = 2.4$

$\rho = 8.4$  ,  $n = 9$

من:  $M_D$  و  $M_L$

$1 \times 2.4 \times 2300 = 552 \text{ kg/m}$

$750 \times 2.4 = 1800 \text{ kg}$

وزن تیر = 60 "

وزن 612 "

$M_L = \frac{1}{8} L^2 P = 159 \text{ kN.m}$

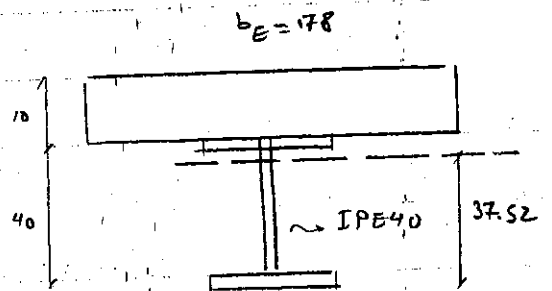
$M_D = \frac{1}{8} L^2 P = 54 \text{ kN.m}$

$S_{tr} \Rightarrow \frac{M_D + M_L}{F_b} = \frac{(54 + 159)(10^4)}{1540} = 1380 \text{ cm}^3$

$S_s \Rightarrow \frac{M_D}{F_b} = \frac{54 \times 10^4}{1400} = 386 \text{ cm}^3$

IPE 40  $\rightarrow S_x = 1160 \rightarrow 386 \text{ cm}^3$

$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{8.4}{4} = 210 \text{ cm}$   
 $b_E \leq 16t_s + b_f = 16(10) + 18 = 178 \text{ cm} \checkmark$   
 $b_E \leq 2.4$



$I_{st} = 51256 \text{ cm}^4$  61782

$S_{tr} = 1366 \text{ cm}^3$

$S_x = 4107$

$M_D = 54.5 \text{ kN.m}$

$M_L = 159$

$213.5 \text{ kN.m}$

$f_c = \frac{2135000}{4107(9)} = 57.8 < 95 \text{ bar} \checkmark$

$f_b = \frac{M_D + M_L}{S_{tr}} = \frac{2135000}{1366} = 1562 \approx 1540 \checkmark$

$$(1.35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D}) S_s = (1.35 + 0.35 \frac{159}{54.5}) (1160) = 2750 > 1366 \quad \text{o.k.}$$

$$f_b = \frac{M_D}{S_x} = \frac{54.5 \times 10^4}{1160} = 470 < 0.6 F_y = 1400 \quad (\text{بمناسبت محاسب من قبل آیین امر})$$

در IPE40 مناسب است

$$v_h = \frac{0.85 P_c A_c}{2} = \frac{0.85 (210) (178 \times 10)}{2} = 1590 \quad \text{dmm}$$

$$v_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{84.5 (2333)}{2} = 985 \quad \text{dmm} \quad \checkmark$$

$$N = \frac{v_h}{q} = \frac{985}{35} = 28.1 \rightarrow 28 \quad \text{تعداد}$$

9=35 برای 5<sup>2</sup> مع 2 قطر 162 طول  
حاصل 7.5

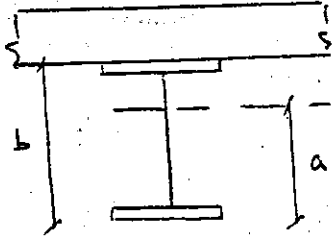
$$P = \frac{840/2}{28/2} = 30 \quad \text{cm}$$



تیر درق (ی) در گانه محله

- هرگاه از تیر فولادی ، در نوع فولاد (بلیتسج برای بان وین نوع برای جان) استفاده شود ، تیر درق در گانه محله بوجود آید . (دقت کرده نظریت فک را بالای دارد ، استفاده از این نوع تیر درق ، مرئیت - چون در ایستگاه جان بلیتسج فولادی زدتر ، تسلیم می رسد و بار خود را هم بان مستقل می گذد مانند حالت تیر درق در گانه . به همین دلیل همان بان بلیتسج فولادی تسلیم در نظر نیست .

$$F_b = F_b \left[ 1 - \frac{\beta \psi (1 - \alpha^2) (3 - \psi + \alpha \psi)}{6 + \beta \psi (3 - \psi)} \right]$$



ψ: نسبت مساحت سطح گمانا تیر از داخل عرض به ارتفاع کل تیر

$$\alpha = \frac{U \sigma F_b}{J \sigma F_b}$$

$$\beta = \frac{A_w}{A_f}$$

شکل - سطح مقطع 6x6 (گدازه سرد)  $M_D = 120 \text{ kN.m}$  و  $M_L = 280 \text{ kN.m}$  (راکت)

حالت یخ از فولاد  $F_y = 2333 \text{ bar}$

حالت سرد  $F_y = 6800 \text{ bar}$

$n = 9$  ،  $f_c = 210$  ،  $t_s = 12 \text{ cm}$

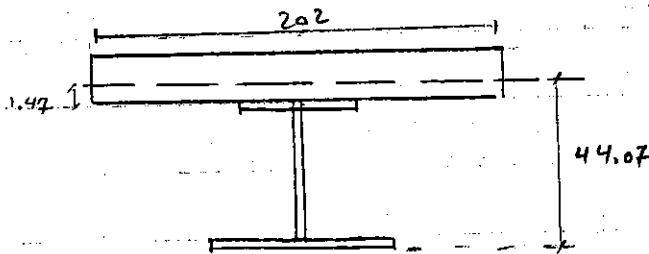
طول دانه خیز = 24 cm

توجه: (گدازه 6x6 سرد نیستند)

$$S_{cr} = \frac{M_D + M_L}{\sigma_b} = \frac{(120 + 280)(10^4)}{0.6(6800)} = 980 \text{ cm}^3$$

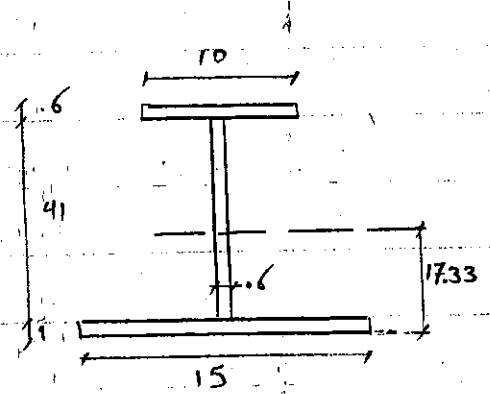
$$S_s = \frac{M_D}{\sigma_b} = \frac{120 \times 10^4}{0.6(6800)} = 294 \text{ cm}^3$$

$b_E$  < -  
 < -  
 <  $16(12) + 10 = 202 \text{ cm}$



$I = 53230 \text{ cm}^4$

$S_x = 1208 > 980$



$I = 118.64 \text{ cm}^4$

$S_x = 685 \text{ cm}^3$  (تاریک)

$S_y = 469.5 \text{ cm}^3$  (باز)

کنترل منحنی:

$$F'_b = F_b \left[ 1 - \frac{\beta \psi (1 - \alpha^2) (3 - \psi + \alpha \psi)}{6 + \beta \psi (3 - \psi)} \right] = 0.82 F_b = 3337 \text{ bar} *$$

$\beta = \frac{A_w}{A_f} = \frac{41 \times 0.6}{15 \times 1} = 1.64$  ،  $\alpha = \frac{2333}{6800} = 0.643$  ،  $\psi = \frac{44.07}{42.6} = 1.034$

راکت از فولاد  $F'_b = F_b \left[ \frac{12 + \beta(2\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\beta} \right] = 3637 \text{ bar} *$

\* از جدول 16.3 استاندارد AISC

$$F_b = \frac{M_L + M_b}{S_{xx}} = \frac{(120 + 280) \times 10^4}{1208} = 3311 < F_b \quad \text{O.K.}$$

کنترل تنوع در این بار میسر است:

$$F_b = \frac{M_o}{S_{xx}} = \frac{120 \times 10^4}{469.5} = 2556 \text{ bar}$$

$$F'_b = F_b \left[ \frac{12 + \beta(3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\beta} \right] \quad \text{مطابق با ضوابط آیین نامه برای دقت کافی}$$

$$\beta = \frac{A_w}{A_f} = \frac{41 \times 6}{10 \times 6} = 4.1$$

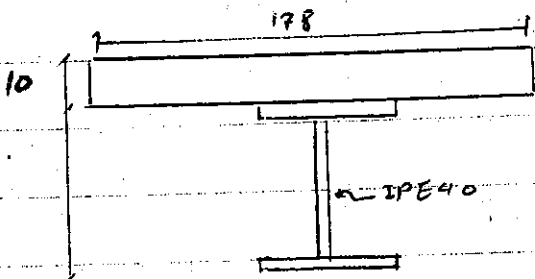
$$F'_b = (0.6 \times 6800) \left[ \frac{12 + 4.1(3 \times 3.43 - 3.43^3)}{12 + 2(4.1)} \right] = 3242 > F_b \quad \text{O.K.}$$

چین در تیرهای منگنه -

- اثر از شعاع نبری استفاده شده است. چینه کل توسط تنوع منگنه در سمت  $M_o + M_L$  فراهم بود.  
 - اثر از شعاع نبری استفاده شده است. چینه کل توسط چینه حاصل از بار مرده و بار زنده در چینه حاصل از بار زنده در سطح منگنه است.

- در صورتی P امکان چینه حاصل از فرسایش وجود داشته باشد چینه بار مرده با  $E_{c2}$  و چینه بار زنده با  $E_{c1}$  می باشد.

مکان - (مکان محل تیر)



$$\Delta_{DL} = \frac{5wL^4}{384EI_3} = \frac{5[552 + 66.3](8.4)^2 \times 10^6}{384(2.07 \times 10^6)(23130)} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LL} = \frac{5wL^4}{384EI_4} = \frac{5(750(2.4))(8.4)^4 \times 10^6}{384(2.07 \times 10^6)(51256)} = 1.1 \text{ cm} < \frac{L}{360} = \frac{840}{360}$$

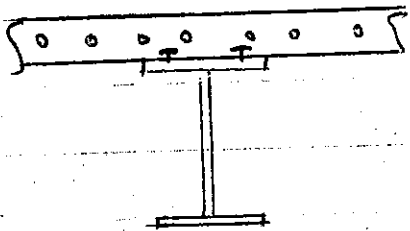
تیرهای یکسره -

تیرهای یکسره در ناحیه گذر تنش کلرد محله فولاد از دست مرده، بر طبق ضوابط در این قسم میلگرد های فولادی به نفع فولادی جزء محله به حساب می آید. ولاد اینرود ای محله توسط آنرا به یک تیرک زانده ای برش مستقل شود

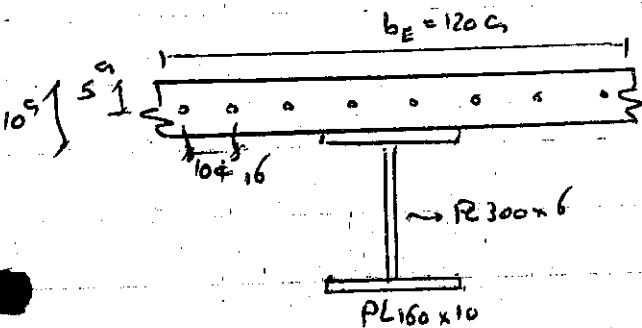
$$V = \frac{A_{sr} F_{yv}}{2}$$

در این حالت داریم:

$A_{sr}$ : سطح مقطع میلگرد ای موجود در ناحیه  $b_e$   
 $F_{yv}$ : تنش تسلیم میلگرد (منز)



در ناحیه گذر تنش نیز فولاد ای تحت تنش قرار دارد. لذا ضوابط که نفع جانبی مقطع به برکات شود. تنش کارتنی میخیزد از ضوابط این امر همین برکات. کل تقاطع تحت گذر تنش تیر را سطحی با گویه ۰.۰۶ باشد در نظر



مثال -

طول تیر قابل  $180 \text{ cm}$   
 تنش تسلیم فولاد  $F_{yv} = 34000 \text{ kg/cm}^2$   
 تنش  $F_y = 41000$

$I_o$	$Ay^2$	$Ay$	$y$	$A$	
3.	502.5	100.5	5	20.1	فلز فولاد
9040	33800	1300	26	50	میخ
9043	34302	1400		70.1	

$I_{\text{تیر فولاد}} = 9043 + 34302 = 43345 \text{ cm}^4$

$I_{\text{تیر میخ}} = \frac{1400}{70.1} = 19.98 \text{ cm}^4$

$I_{\text{تیر مرکب}} = 43345 - 70.1(19.98)^2 = 15361 \text{ cm}^4$

$$S_{tr} = \frac{15361}{22.02} = 698 \text{ cm}^3$$

$$S_{tr} = \frac{15361}{19.98-5} = 1025$$

$$f_c = \frac{M}{S_{tr}} = \frac{1800000}{698} = 2578 \text{ bar}$$

$$F_b = 0.66 F_y$$

ارزش مورد

$$F_b = 0.66(4100) = 2706 \text{ bar} > f_c \text{ ok.}$$

ضوابط لازم برقرار:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} = \frac{540}{\sqrt{4100}} = 8.43 > \frac{b_f}{2t_f} = 8 \quad \checkmark$$

$$\frac{d_w}{t_w} = \frac{32}{.6} \leq \frac{5300}{\sqrt{F_y}} = \frac{5300}{\sqrt{4100}} \quad \checkmark$$

$$V_h = \frac{A_{sr} F_{yr}}{2} = \frac{20.1 \times 3400}{2} = 342 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{V_h}{q}$$

$$q = 35 \text{ kN}$$

70 دوطرفه 16mm برای اتصال به استوار

$$N_1 = \frac{342}{35} = 9.8 \approx N_1 = 10$$

## فصل نهم:

نگرش اجمالی به طرح خمیری (پلاستیک) سازه های فولادی

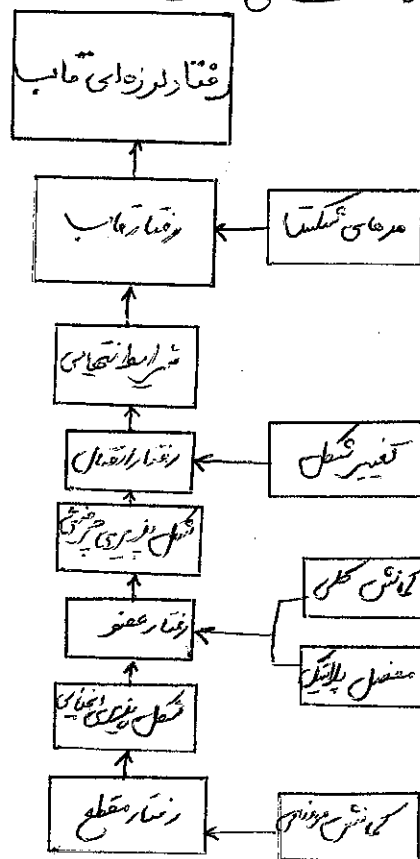
## فصل دهم:

طراحی اتصالات نیمه صلب

۱- مقدمه:

رغبار سازه های فلزی تحت تاثیر عوامل مختلفی قرار دارد که در چارچوب زیر تعدادی از این عوامل را مشاهده می کنید. از عوامل موثر بر رغبار سازه اتصالات است اتصالات از مواد هم رغبار منفرس کلسیم - چرخش اتصالات نیز سون می باشد طبق آیین نامه اروپا 2 یا امری هم که در دست بندی اتصالات کجاری بود معاون نقش

دستخوش چرخش اتصالات می باشد





در رابطہ با معاومت خمس 3 کرده افعال قابل تقسیم بندی است:

1- افعال با معاومت کامل      2- افعال با معاومت جزئی

3- افعال استام مفعلی

در رابطہ با سنخ عرفی نیز 3 کرده افعال قابل تقسیم هستند:

1- افعال صلب      2- افعال نیمه صلب      3- افعال مفعلی

بجز حالتی که مفعلاً مفعلی که در قاف های خمس کاربرد دارند چهار حالت اساسی زیر قابل

تقسیم خواهند بود:

1- افعال با معاومت کامل و صلب      2- افعال با معاومت کامل و نیمه صلب

3- افعال با معاومت جزئی و صلب      4- افعال با معاومت جزئی و نیمه صلب

توجه داریم که افعال نیمه صلب اغلب برای موارد 2 و 3 به کار می رود و برعکس صلب اغلب

برای قافهای با افعال صلب و با معاومت کامل گویند پس حالت 3 نادر دارند

حالت افعال صلب و معاومت کامل ایده آل می باشد و در این حالت تعقیب برآ

سازده نمی باشد. در ضمن لازم لحاظ محل های جذب و پیش انرژی و لرزه سازده حالت معاومت

جزئی و کامل رفتارهای متفاوتی دارند. برای مدل سازی مناسب رفتار سازه باستی هم اتصال

و هم مقطع اعضای که بهم متصل می شوند مورد توجه قرار نگیرد. با توجه به شکل زیر سه رفتار بر حسب

لنگرهای اتصال و لنگر پلاستیک نیز قابل تشخیص است. (دانش شکل  $M_{uc}$  لنگرهای اتصال و  $M_{pb}$  لنگر پلاستیک نیز اتصال می باشد)

جهت مطالعه پاسخ لرزه ای سازه های فکری با منظور کردن رفتار اتصالات از مدل ساده ای

که در شکل زیر آمده است استفاده می شود. این مدل به صورت یک زیر سازه از سازه

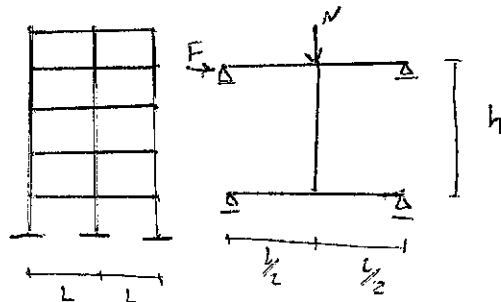
اصلی می باشد. مدل لنگر خمشی - چرخش اتصال شامل یک رابطه موضعی که فقط با دو پارامتر

مختص چرخش الاستیک  $k\phi$  و لنگرهای  $M_{uc}$  مشخص می شود. در محدوده الاستیک مقادیر

زیر سازه نیمه صلب و سازه صلب اولیه توسط پارامترهای بدون بعد زیر تعریف می شوند

$$T_1 = \frac{EI_b/L}{EI_c/h}$$

$$k = \frac{k\phi L}{EI_b}$$



در اینجا با  $T_1$  نسبت سنخه تیر، متعلق به  $k$  سنخه عرض اتصالات است.

در محدوده غیر الاستیک ضریب بدون بعد مقاومت سنخه مدگتر اتصالات بدین صورت است:

$$\bar{m} = \frac{M_{ue}}{M_{pb}}$$

که برای  $\bar{m} > 1$  اتصالات با مقاومت کامل و برای  $\bar{m} < 1$  اتصالات با مقاومت جزئی است.

2- تأثیر اتصالات بر پارامترهای الاستیک قاب:

بر پودار تقاش:

بر اساس  $k_{sk}$  و  $k_{s\infty}$  که سنخه جانبی مدل نیمه مطلق و مدل مطلقا مطلق می باشد

$$\frac{T_k}{T_{\infty}} = \left[ \frac{k_{s\infty}}{k_{sk}} \right]^{1/2}$$

رابعه زیل بر قرار است:

بر اساس نیروی افقی  $F$  وارد بر زیر سازه می توان رابعه زیل را نوشت:

$$\begin{bmatrix} \frac{6EI_b}{L} \frac{k}{k+6} + \frac{6EI_c}{h} & -\frac{6EI_c}{h^2} \\ -\frac{6EI_c}{h^2} & \frac{6EI_c}{h^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varphi \\ \delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{F}{2} \end{bmatrix}$$

که  $\varphi$  و  $\delta$  برترین عرض کمره در تغییر مکان فوقانی می باشد.

سختی جانبی زیر سازه از  $\frac{F}{\delta}$  بر اساس رابط زیر بدست می آید:

$$k_{sk} = \frac{12EI_0}{h^3} \times \frac{kT_1}{k + 6 + kT_1} \quad \leftarrow k \rightarrow \infty \quad k_{s\infty} = \frac{12EI_c}{h^3} \frac{T_1}{1+T_1}$$

بنابر این رابط  $\frac{T_k}{T_\infty}$  صورت زیر خواهد شد:

$$\frac{T_k}{T_\infty} = \left[ \frac{k(1+T_1) + 6}{k(1+T_1)} \right]^{1/2}$$

از این رابط می توان نتیجه گیری کرد که با افزایش تغییر شکل اتصال، افزایش نیرو در اجزای صورت می گیرد.

؟ طور کلی این اثر به علت اینکه مقدار این سطح را کاهش می دهد صحت می باشد.

### 3- ضریب پایداری:

حساسیت قاب ها به اثرات ثانویه با ضریب پایداری کا مشخص می شود. که کاشی ها

علامت منفی رفتار می دانیم؛ نیروی لغزش افزایش یافته؛ تغییر مکان بدون خورد بالا  $\frac{k_1}{k}$

می باشد که اگر تغییر مکان بالا بر اساس نیروی لغزش  $\alpha$  می باشد برای حالت مدل

ساده شده ضریب کا برابر است با:

$$k = \frac{N}{k_s h}$$

که  $N$  نیروی محوری و  $k_s$  سختی قاب (جانبی) است.

بنابراین نسبت بین ضریب پارامتری مدل نیمه صلب  $k$  و مدل صلب  $k_{\infty}$  که بصورت

$$\frac{k}{k_{\infty}} = \frac{k_{s\infty}}{k_{sk}} = \frac{k(1+T_1) + c}{k(1+T_1)} \quad \text{ذیل است:}$$

در این رابطه ملاحظه می شود که تغییر شکل اتصال باعث افزایش حساسیت ماب نسبت به اثرات

ثانویه می شود. این اثر نامطلوب بوده و باعث تقویت تغییر شکل ها تحت نیروی زلزله می شود.

#### 4- تأثیر اتصالات رومی پارامترهای غیر الاستیک ماب:

در مورد پارامترهای غیر الاستیک با سستی تعدادت بین مقاوت جزئی و کامل منظور شد یعنی

ناحیه پیش از زلزله ابتدا در انتهای تیر متمرکز شده و پس در اتصالات متمرکز شوند. بر اساس

نوع اتصال مقاومت کماهی و شکل پذیری مورد تأثیر واقع می شوند. در اتصالات با مقاوت کامل

و نیمه صلب شکل پذیری کاهش یافته و تغییر مکان جانبی افزایش می یابد. عملاً مقاومت کماهی

کما بر اثر اثرات ثانویه کمتر کاهش می یابد. برعکس در حالت مقاوت جزئی کاهش

مقاومت جانبی در ماب ایجاد می شود. همین گونه تأثیر اتصالات روی شکل پذیری

مستقیماً بستگی به نسبت بین ظرفیت عرضی پلاستیک اتصال و تیر دارد.

5- قاب ها با اتصالات مقاوم کامل :

همانطور که در شکل زیر که رابطه بین بار جانبی و تغییر مکان در لرزه‌ای نیز سازه با اتصالات ملتب و

مقاومت کامل و اتصالات نیمه ملتب با مقاومت کامل بیان می‌گردد دیده می‌شود که مقاومت

تسلیم مرحله اول برای دو حالت یکسان می‌باشد یعنی :

$$F_{yk} (F_s)^{\infty} = F_{y\infty} (F_s)$$

بر اثر اثرات ثانویه مقاومت تسلیم مطابق روابط زیر کاهش می‌یابد :

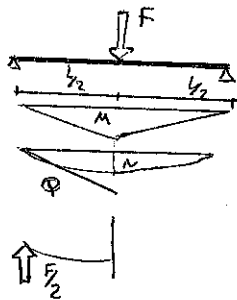
$$F_{yk} (F_s)^{\infty} = F_{yk} (F_s) \times (1 - k_k)$$

$$F_{y\infty} (F_s)^{\infty} = F_{y\infty} (F_s) (1 - k_{\infty})$$

بنابراین چون  $k_k > k_{\infty}$  می‌باشد مقاومت واقعی تسلیم مدل به علت افزایش اثرات مرتبه

دوم که توسط تغییر شکل ایجاد می‌شود کاهش می‌یابد شیب صاف شده در فترتی

در دو حالت یکسان می‌باشد زیرا مطابق روابط بالا داریم  $k_{sk} = k_{\infty} k_k$



بنابر این شکل پذیری زیر بار، به صورت زیر خواهد بود:

$$\mu_k(F_s) = \frac{\delta y + \phi p}{\delta y} = 1 + \frac{\phi p b h}{\delta y}$$

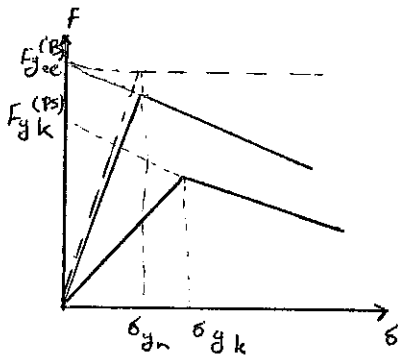
که  $\phi p$  تغییر شکل پلاستیک گابی و  $\phi p b h$  حد اکثر عرضش پلاستیک است که تیر می تواند تحمل کند.

حد اکثر عرضش پلاستیک که یک عضو می تواند تحمل کند معمولاً توسط آزمایش تنش-تغیاری

شکل زیر بدست می آید:

$$\phi p b = R_b \times \phi y = \frac{R_b \times \mu p b \times L}{4 E I_b}$$

$R_b$  لحظه عرضش پلاستیک تیر است.



بعلاوه رابطه زیر ارتباط بین عرضش انتهای عضو و تغییر مکان بالایی قاب بیان می کند:

$$\phi = \frac{k + \delta}{k + \delta + k T_1} \times \frac{\delta}{h}$$

تغییر تنش انتهای تیر از رابطه ذیل بدست می آید:

$$M = \frac{3 E I_b}{L} \frac{k}{k + \delta} \phi$$

در حالت تسلیم  $M = M_{pb}/2$  رابطه زیر نتیجه می شود:

$$\frac{h}{\delta y} = \frac{6EIb}{A_{pb}L} \frac{k}{k + 6 + kT_1}$$

بنابراین با جایگزینی روابط بالا شکل پذیرش مدل ساده شده با اتصالات نیمه چسب با

مقاومت کامل به صورت زیر بیان می شود:

$$\mu_k(F_s) = 1 + \frac{3}{2} R_b \frac{k}{k + 6 + kT_1} \quad \text{برای } k \rightarrow \infty \quad \mu_\infty(F_s) = 1 + \frac{3}{2} \frac{R_b}{1 + T_1}$$

از معادلات بالا درمی یابیم که عاملین شکل پذیرش اتصالات باعث کاهش شکل پذیرش می شوند

### 6- قاب ها با اتصالات مقاومت خمشی:

در قاب ها با اتصالات مقاومت خمشی در نیمه چسب کاهش قابل توجهی در مقاومت تسلیم

ایجاد می شود. ضمن اینکه تأثیر اتصال روی شکل پذیرش نه تنها تغییر شکل اتصال بلکه

به نسبت بین ظرفیت چرخش پلاستیک اتصال و تیر سبکی دارد. در این حالت تسلیم به جای

اتفاق در تیر در اعضای اتصال واقع می شود.



$$\frac{F_{yk}(PS)}{F_{yk}(FS)} = \bar{m}$$

کاهش مقاومت تسلیم مرتبه اول برابر است با:

مقاومت تسلیم واقعی با اثرات مرتبه دوم کاهش می یابد. در حقیقت برای مدل با مقاومت جزئی

$$F_{yk}(PS)^o = F_{yk}(PS)(1 - \delta_k) \quad \text{و اتصالات نیمه صلب داریم:}$$

ضمن اینکه برای مدل با اتصالات صلب مقاومت کامل همان روابط قبلی را داریم.

شکل پذیری مدل با اتصالات با مقاومت جزئی و در حالیکه تسلیم در اتصال اتفاق بیافتد

$$\mu_k(PS) = 1 + \frac{\phi_{pc} h}{\delta_y} \quad \text{مطابق زیر است:}$$

که  $\phi_{pc}$  حداکثر چرخش پلاستیک است که اتصال می تواند تحمل کند. علاوه بر حالت تسلیم

مطابق روابط بالا بدست می آید. با این تفاوت که  $\mu_{yc}$  جایگزین  $\mu_{pb}$  می شود و  $\mu_{yc}$

مقاومت تسلیم اتصال است. با جایگزینی این حالت و با استفاده از  $\phi_{yc}$  که چرخش

تسلیم اتصال می باشد و برابر  $\frac{\mu_{yc}}{k \phi}$  می باشد روابط زیر بدست می آید.

$$\mu_k(PS) = 1 + \left[ \frac{\phi_{uc}}{\phi_{yc}} - 1 \right] \times \frac{6}{k + 6 + kT_1}$$

که  $\phi_{uc} = \phi_{pc} + \phi_{yc}$  چرخش نهایی اتصال است.

بر اساس آزمایشات انجام شده توسط (Brozzi et al, Olson, Bjerhovde 1990) عرض

$$\phi_{uc} = \frac{5.4-3m}{2} \times \frac{5 M_{pb} d_p}{EI_b} \quad \text{نمایی اتصال؛ صورت زیر است؛}$$

که  $d_b$  عمق تیر می باشد.

$$\phi_{gc} = \frac{m M_{pb}}{EI_b} \times \frac{L}{k} \quad \text{بغلده عرض تسلیم اتصالات مطابق تیر می باشد؛}$$

باتوجه به روابط بالا شکل پذیری زیرسازه با اتصالات نیمه صلب با مقاومت جزئی مطابق تیر

$$\mu_k (PS) = 1 + \left[ \frac{5 d_b}{L} \frac{5.4-3m}{2m} - 1 \right] \times \frac{6}{k + 6 + kT_1} \quad \text{بیان می شود؛}$$

این معادله نشان می دهد که شکل پذیری زیرسازه با اتصالات نیمه صلب و مقاومت جزئی

بستگی به نسبت عمق دهانه تیر، نسبت سختی تیر به ستون  $T_1$  و سختی بدون بعد اتصال  $k$

و لنگر خمشی بدون بعد  $m$  دارد.

2- مدل سازی در رفتار اتصالات نیمه صلب؛

2-7- انواع اتصالات نیمه صلب؛

معمولاً اتصالات نیمه صلب بر اساس حالت مختلف زیر کار می روند:

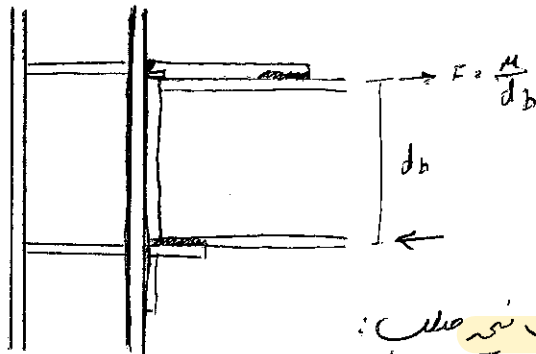
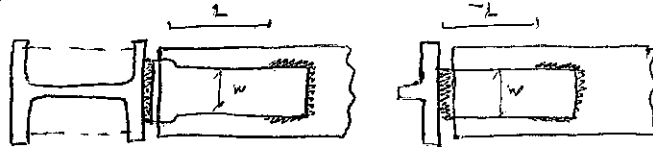
۱ استفاده از اتصالات نیمه صلب برای تعدیل بخش تیر در این روش وجود صلبیت در اتصال

باعث می شود که تیر باز توزیع و گس متعادل تر در طول تیر تقسیم شود.

۲ استفاده از اتصالات نیمه صلب برای اینکه تسلیم در تیر یار در صفحه اتصال اتفاق بی افتد.

۳ استفاده در این عنوان اتصال خورد صلبی؛ نوعی که تیر از دو طرف ستون عبور کرده و قطع نمی شود.

اگر اتصالات حالتی من صلب و منفصلی و حالت نیمه صلب دارند.



8-2- مدل سازی اتصالات نیمه صلب:

همانطور که قبلاً نیز ذکر شد طراحی سازه ها تحت نیروی زلزله بدون مراجعه به رفتار محدود از طرفه لاسیک

آنها عملی نمی باشد بنابراین با سعی از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شود. جهت ارائه مدل

اتصال دو بر خورد موجود می باشد:

بر خورد لعل مدل سه بعدی اجزای محدود می باشد که مفاصل و اتصالات به وسیله تعداد زیادی از

تقسیم می‌شوند این حالت به علت اینکه اراده دقیق از رفتار نوع اتصال معلوم می‌نماید دریاقتن مکانیزم تغییر شکل‌ها بسیار مفید است. اگرچه از نظر فانی در صورتی که برای یک قاب بالایی باشد بر خورد نوع اینکه منطبق اتصال به وسیله تقرار محدودی از اعضای اتصال مثل تیر، خرابه... مثل شود. این برخورد دربراه DRAIN-20 آمده است.

می‌توان برای مدل کردن اتصال از چند عنصر غیر خطی نیز استفاده کرد این برخورد دربراه‌های DYNACS و ADAPTIC آمده است. برای ADAPTIC مخصوص بررسی اتصالات نیمه صلب است که بنا به نوع اتصال دهنده‌ها سستتر قترها تعریف می‌شوند.

### 9-2- اتصالات نیمه صلب متداول در ایران:

در ایران به علت کمبود پر وصل‌های با شماره‌های بالا جهت تیر درسا همچنان‌های متوسط و کوتاه از نوع مقطع تیر با فاصله لوله‌ها استفاده می‌شود در این نوع اتصال به علت نبودن فضای کافی جهت اتصال در محل ستون تیرها لنگر ستون عبور داده می‌شوند و توسط نبشی‌های فوقانی و تحتانی، ستون متصل می‌شوند معمولاً اتصالاتی پائین‌تر درجه‌ها در این نوع اتصال در این نوع اتصال نبشی‌های فوقانی جوش می‌شود بنابراین تیر به صورت یکسره است. این اتصال به دلیل رفتار نیمه صلب باید بسیار مورد توجه قرار گیرد.

ظرایب‌های زلزله‌های گذشته؛ مخصوصاً در زلزله منجیل (۱۹۹۵) توجه محققین را به این نوع اتصالات  
 که در سطح وسیعی در سازه‌های فلزی کشور رایج است معکوف کرد و بررسی‌هایی در این مورد

انجام شد

۱۰-۲- مزایا و معایب اتصالات خور صینی:

مزایای اتصالات خور صینی مطابق زیر می باشد:

- ساختن و نصب سریع

- برش و مهار جوش کم

- طرح اقتصادی تر در مقایسه با تیرهای بتنی گاه ساده؛ علت آن حالت یکسره بودن

- تغییر شکل کمتر تحت بار زلزله

- قابلیت استفاده در سازه‌های موقت و امکان استفاده مجدد از پرده‌ها

معایب این اتصالات به شرح زیر می باشد:

حاصبت جرم غنی این اتصالات ناشایسته است. بنابراین به علت آن حالت نیمه صلب بودن مفصلی

کتک را از تیر ستون اتصالات می باید در با سستی اتصالات قابلیت این اتصالات را کاهش داد

به علت نیمه صلب بودن اتصال با سنجی بررسی کلی قاعده با اتصال نیمه صلب انجام شود با

در نظر گرفتن ضوابط قاعده ها با اتصال نیمه صلب آسانتر شود

۱۱- رفتار و نیروهای وارد بر اتصال:

با وجود شکل ساده، توزیع تنش در این اتصالات پیچیده می باشد نکته حائز اهمیت این است

که مقاومت و سنجش با شکل جوش بخوبی موثری تغییر می کند به عنوان مثال اگر سنجش فقط

صفحه به عنوان جوش شود بنابراین سنجش مقاومت کن خواهد داشت و بالعکس؛ صورت صفحه طرفی

کلی می کند در این حالت اتصال مقاومت جانبی کمی برای تغییر مکان سازه در برابر بار جانبی خواهد

داشت؛ عکس اگر جوش عامل عمودی برای اتصال سنجش؛ در وصل تیر ایجاد شود تغییر شکل

محوری سنجش مفید خواهد شد و باعث افزایش مقاومت خمشی سنجش می شود اگر چنین

جوشی سنجش موجود در اتصال را کاهش می دهد ولی؛ طور کلی اتصال نظر نمی رسد در برابر تغییر مکان

جانبی خیلی مقاوم باشد. این مقاومت با سنجی توسط بار بند یا المانهای برشی افزایش یابد.

جنبه دیگر مسئله که باید فهمیده شود رفتار غیر الاستیک اتصال می باشد که عامل مهمی برای مقاومت

در برابر زلزله می باشد این مطلب در بررسی طیف منجیل دیده شد که نیروهای زلزله از حالت

الاتصال بستر بوده و علت ضعف اتصال مفضل الاستیک در آنجا ایجاد شد که خود مقاومت و شکل پذیری در این اتصال تحت بارهای رفت و برگشت باعث فراموشی گسترده در ضمن سازه می شود. با بررسی نبردهای وارد بر اتصال خوب یعنی دیده می شود که لنگر  $M$  و نیروی برشی  $V$  این رشت در جوش شده در این رشت که عدد نسبتاً بالایی نیز هست باعث ایجاد مشکل در اتصال می شود زیرا لنگر و برش هنگام اتصال از نیروی ستون در مفاصل اتصال ایجاد لنگر سستی و نیروی برشی می گذرد در ضمن علاوه بر این یک لنگر خمشی حول محور افقی که از محور اتصال می گذرد ایجاد می کنند که خود باعث افزایش تنگی می شود.

12- اصول طراحی اتصال:

یکی از شعارهای مهمی که دائماً در طراحی سازه ای بیان می شود شکل پذیری می باشد برای شکل پذیر بودن اتصال این قانون باید رعایت شود: مقاومت یک مکانیزم شکل پذیر در اتصال یا در تکیه گاه آن باید کمتر از هر مکانیزم شکننده باشد شکل پذیری کمتر باشد در این صورت تسلیم عمدتاً شکل پذیر در تیر انجام می شود.

بکارگیری این قانون به موارد زیر احتیاج دارد:

- شناسایی تمام مدهای شلک در اتصالات در المانهای مجاور

- ارزیابی مقدار تقارص هر کاننیم ممکن مارسیل؛ تقسیم بندی صحیح مقادیر مدهای مختلف شلک

- مطابقت مناسب بین فرضیه های طراحی در سازو اتصالی

یک قانون اساسی از موارد فوق برای رسیدن به سازو ای معین و شکل پذیر نجر می شود.

این قانون مطابق Euro code 8 تأکیدی کند که طرح اتصالات برای تحمل نیروهای ناشی

(۷-۱۱-۱۲) مطابق تسلیم اعضای اتصال ضرورتی غیر در سطح بالا برای معادله می باشد:

$$R_d \geq 1.2 R_{py}$$

که  $R_d$  مقادیر طراحی اتصال و  $R_{py}$  مقادیر تسلیم اعضای اتصال است.

ذکر این نکته ضروری است که کاربرد قانون بالا در قانون در سطح بالا حداقل در برخی موارد طراحی

بی موقع پیروی آورد در صورتیکه طرح های بدون استفاده از این قانون ممکن است به بخش

نرزی معین منتهی شوند. بنابراین این دو واقعیت مخالف باستی در نظر گرفته شوند و یک

میزان مثبت و شکل پذیر برای طراحی؛ مهارت و قضاوت احتیاج دارد که بر پایه رفتار

حقیقی اتصالات در هنگام زلزله انجام می شود.



13- رفتار محلی بخش کتده (Dissipative):

رفتار بخش کتده محلی می تواند بخش انرژی پایداری را ایجاد کند که توسط حلقه های پایداری نیز تغییر شکل بیان می شوند. عموماً با سستی ذکر شده شود که مکانیزم که بعد از این بیان می شود، عنوان یک بخش کتده را جمع به تعداد محدودی شکل پایداری و برای محدوده ای از کرنش که اجزای سازه در هنگام زلزله قرار دارند تعریف می شود. تشخیص بین حالت بخش کتده و غیر بخش کتده خیلی واضح نیست و بستگی به انتظارات سازه دارد. عنوان نمونه یک مکانیزم ممکن است به حد کافی بخش کتده برای یک زلزله در منطقه ای خاص باشد ولی برای منطقه ای دیگر، حد کافی بخش کتده نباشد. مکانیزم بخش کتده محلی در اتفاقات قابل مشاهده است.

۱۴- کشش یا فشار پلاستیک یک صلب:

کشش پلاستیک مکانیزم پدیدار است لغاتناهی که بارگذاری به صورت کششی است بر روی

بار با عبور فشار صلب می شود و بخش انرژی پدیدار به علت کاهش دفرماتاق نیز افتد.

بخش پلاستیک در یک مقطع:

به علت اینکه طرح پلاستیک ابتدا بر پایه شکل مفضل خمشی در تیرها ایجاد شد این مکانیزم

بر اساس این هدف در قالب ها ایجاد می شود. با انتخاب مقطع مناسب برای اعضای خمشی

با در نظر گرفتن لاغری آنها این هدف برقرار می شود.

۱۵- برش پلاستیک صفحه ای:

این مکانیزم معمولاً در ناحیه Panel Zone جان ستون اتفاق می افتد و معمولاً منتهی به تنش های

بالا تحت بار زلزله می شود. طرح بر اساس این ایده است که تسلیم برشی در ناحیه Panel Zone

و تسلیم خمشی در تیر همزمان اتفاق بی افتد و به جای اینکه مقاومت برشی بوسیله فرمول های کلاسیک

بیان شود توسط مقاومت اولیه تسلیم برشی می آید. در هر حالت توسعه مفضل پلاستیک در بخش

با محدود کردن تغییر شکل تسلیم در ستون می باشد.

16- افعال جمع شده:

در افعال بی نردی جمع باعث تسلیم صفحات اتصال می شود در محل سوراج؛ صورت

بعضی بعضی آید. این یک مکانیزم شکل پذیر است. بعضی صفحات شده نباید بکار رود چون

باعث شوک بین بولت و سوراج می شود. لغزش نسبی با اصطکاک در صفحه متصل

شده با جمع و ارائه نردی های برآیند داخل صفحه یک فرکانس بخش کننده است که در حالت

بعضی پس کشیده مطرح می شود. رفتار دنیا یک بار تکراری زلزله تا شکر کم شده روی

اصطکاک در صفحه با حالت استاتیکی دارد.

17- بخش افعالی اتصال:

اما بعضی افعال مثل صفحات و نسبی های بکار رفته در اتصال با سستی یک مکانیزم تسلیم محلی

معین تحت شکل خطوط تسلیم ایجاد کنند. این مکانیزم قابل اعتماد است اما جنبه های دیگر

ممکن است ناشی از اثرات ثانویه روی اجزای اتصال مثل جمع رجوشن باشند. بخش

صفحات اثرات اهرم مانند روی بعضی اجزا کرده و ممکن است رفتار محلی غیر شکل پذیر

ایجاد کند با سستی نسبت به این گونه بخش کننده های انرژی حتماً عمل کرد و رفتار واقعی

بستی ہمیشہ ہمراہ با نجاج آفاشیما ہی باشد۔

۱۸- تفسیر شکل خارج از صفحہ بال ستون ۱

یک مکان نیزم بخش کنندہ می تواند؛ وسیلہ خش محلی متغیر بال های ستون مشخص باد شود۔

این مسئلہ جایی اتفاق می افتد کہ تنش ها روی بال ستون؛ وسیلہ همان های اتصال برها

دارد شوند۔ کہ هوش طرفت باربری ستون نیز با سببی منظور کرد۔

۱۹- رفتار محلی غیر بخش کنندہ (non dissipative):

این حالت برای سنگین مکان نیزم های غیر ارتدیی مختلف؛ بکار می رود در برخی حالات یک رفتار

شکلندہ برای بارهای یکنواخت دیده می شود کہ این مسئلہ؛ مقاومت کم درختی تحت زلزله

مربوط می شود این در ادامه توضیح داده می شود۔

۲۰- شکست بیج ها:

بیج ها؛ خصوصاً از نوع مقاومت بالا در کشش خالص؛ صورت شکل پذیر عمل نمی کنند

بهمین دلیل در آیین نامه زلزله اروپا فقط بیج های پیش تنیده مجاز می باشند زیرا کمتر از فستولی

دیوار خرابی می شوند۔ همچنین بولت هایی کہ از جنس شکستندہ هستند تحت کشش مجاز نمی باشند

ضمناً از جنس ثانویه تحت تفسیر شکل‌های زیاد صفحات اتصال که بیج‌ها را خیلی زیاد تحت  
گرفتن قرار می‌دهند باید بررسی جست.

21- بارهای سیلی جوش ما:

جنس پلاستیک صفحه دیگر نامه جوش شده می‌تواند خرابی را بعد از چند سیل ایجاد کند.

22- گرفتن زیاد ایجاد شده توسط گرفتن:

این حالت کلی بوده در شامل دو قسمت عمل می‌باشد این حالت مطابق حالتی است که در

حالت خیلی عملی در شکل پذیر می‌تواند وجود دارد.

23- گمانش زود هنگام عملی:

گمانش صفحه واقعی تحت فشار است باعث جنس سیلیک خارج از صفحه می‌شود که باعث ضعیف

شدن در صفحات لاغری می‌شود. لاغری صفحه اتصال با سبکی می‌باشد که مانند اعضاء

گمانش واقعی اتفاق بیفتد که توسط اعمال شده مساوی نشسته باشد

24- مقاومت تسلیم واقعی:

از زیبایی و تقسیم مدلهای شکست بر اساس مقدار خرفن شده برای مقاومت تسلیم اعضاء

اتصال می‌باشد بنابراین اگر بین مقاومت تسلیم حلقه و مقاومت واقعی اعضاء اختلاف

در مورد داشته باشد سازه ممکن است تحت تأثیر یک بدیهه غیر شکل پذیر واقع شود. این مطلب

مکن است از مطالب زیر باشد:

- 25 - مقاومت تسلیم فولادهای سازه ای (مردم، معلق نور شده د...) 35٪ بیشتر از مقاومت تسلیم

منظور شدک (F<sub>y</sub>) می باشد.

- مقاومت تسلیم واقعی سیم‌های با مقاومت بالا (HSS) 110٪ بیشتر از مقدار منظور شده است.

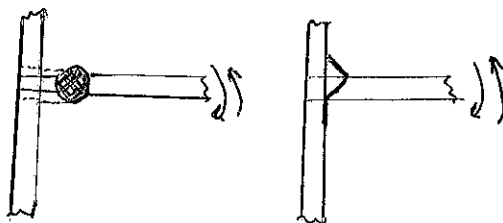
- مقاومت تسلیم واقعی جوش نیز بیشتر از 110٪ بالای مقاومت طراحی است.

بنابراین این مشکل تنها با رعایت قانون طراحی بر اساس مقاومت دست بلا قابل حل است

؟ عنوان مثال برای شکل زیر داریم:

$$\mu_p(\text{real beam}) = 1.33 \mu_p(\text{design beam})$$

$$\mu_p(\text{real bolt}) = 1.2 \times 1.1 \mu_p(\text{design beam}) < \mu_p(\text{real beam})$$



دیگر می شود که مقاومت واقعی اتصال کمتر از مقاومت بر بوده و دکتر فرید الهیسان

1.2 برای پوشش اثرات ثانویه و تغییر مکان سازه در اتصال باقی نمی ماند.

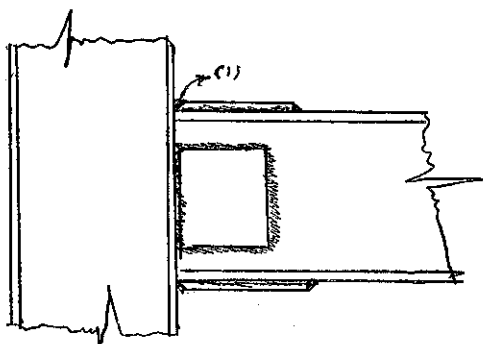
3 - اتصالات

1-3- سیمه های فوقانی در تیرها:

۱- اتصال گیردار: در این اتصال از سه انتاب زیر جهت انتقال لنگر و برش استفاده

می شود:

الف: از سیمه کشش فوقانی، سیمه فشاری تحتانی برای انتقال لنگر و سیمه جان برای انتقال برش

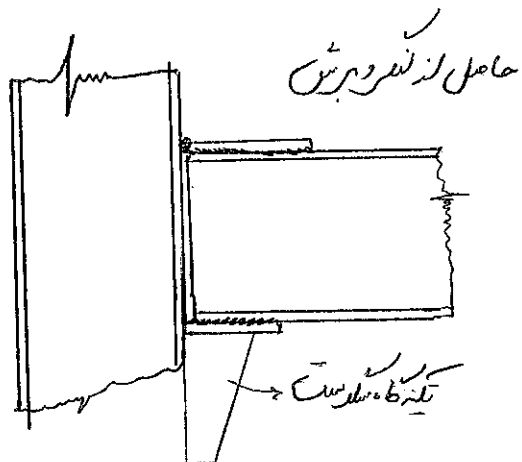
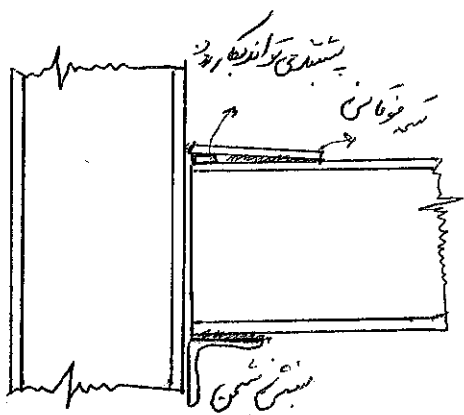


(۱) این جوش می تواند گشته نیز انتاب شود برای این جوش شیب خود نیز بکار می رود.

ب: از سیمه کشش فوقانی برای انتقال کشش حاصل از لنگر و برش نشین برای انتقال فشار

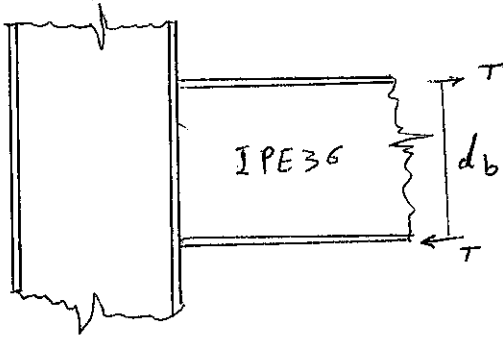
حاصل از لنگر و برش:

ج: از سیمه کشش فوقانی برای انتقال کشش حاصل از لنگر و تکیه گاه سلاست برای انتقال فشار



مثال :

مطلوب است طراحی سیم کشش فوقانی اتصال تیری با تیغ IPE36. این اتصال با سیم

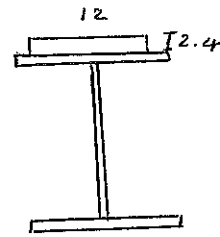


طرفین کامل خمش تیر را منتقل کند.

در صورت استفاده از سیم A325

E60 جوش = = =

$$T = \frac{M}{d_b} = \frac{0.66 F_y \times S}{d_b} = \frac{1540 \times 904}{36} = 387 \text{ kN}$$



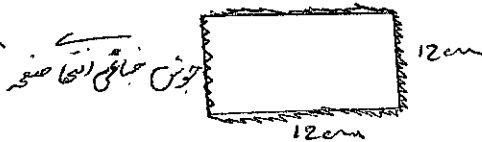
سایز مناسب سیم کشش

$$A_g \geq \frac{T}{0.6 F_y} = \frac{38700}{1400} = 27.6 \text{ cm}^2 \quad \text{I 120 x 24}$$

$$R_{895} a = 895(2) = 1790 \text{ daN/cm}$$

اگر از جوش استفاده شود

$$L_w \geq \frac{38700}{1790} = 22 \text{ cm}$$



استفاده از سیم کشش

$$R_{55} = A_b F_u = \left(\frac{7}{8} \times 2.54\right)^2 \frac{\pi}{4} (205) = 79.5 \text{ kN}$$

سطح بیش مناسب در آنجا

بر طبق ضوابط امر در حد کم شدن سطح یال با اتصال پیچ از 15٪ بیشتر شود، طرفین با بری تیر

با بر تیر لنگل یا بر

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{17(1.27) - 2(22 + 0.3)(1.27)}{17 \times 1.27} = 71\%$$

$$(100 - 71)\% - 15\% = 14\%$$

طرفین کشش یال

$$387 \times 0.86 = 332.8$$

در اتصال پیچی برای طراحی سیم



$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{332.8}{1400} = 23.8 \text{ cm}^2$$

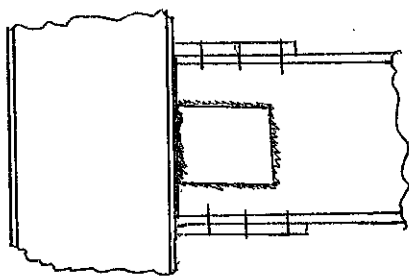
$$A_e = \frac{T}{0.5F_u} = \frac{332.8}{1850} = 18$$

R 140x24

$$A_g = 14 \times 2.4 > 23.8$$

$$A_e = 14 \times 2.4 - 2(2.2 + 0.3)(2.4) = 21.6 > 18$$

$$N = \frac{0.86(387)}{3.88(2050)} = 4.18 \rightarrow \text{عدد 6}$$



2-3- اتصالات نیمه صلب:

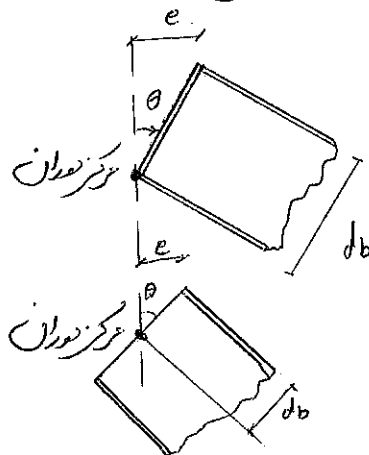
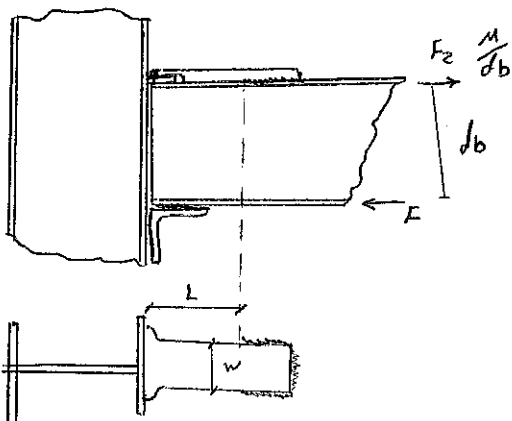
در این صورت از سیمه فوقانی جهت انتقال کُش حاصل از لنگر و نشی نشین جهت انتقال

قشر حاصل از لنگر و برش استفاده می شود (لمح نشی نشین نظر نشین در اتصال برده است)

در این حالت بستر است سیمه فوقانی با حول تعلیل یا فتح طرح شود طول بدون جوش سیمه سیم

خواهد شد که امکان دوران لازم برای ایجاد کرنجی لازم تأمین گردد. بجز است در تیرهای پاره پاره

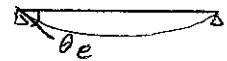
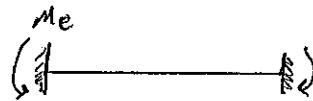
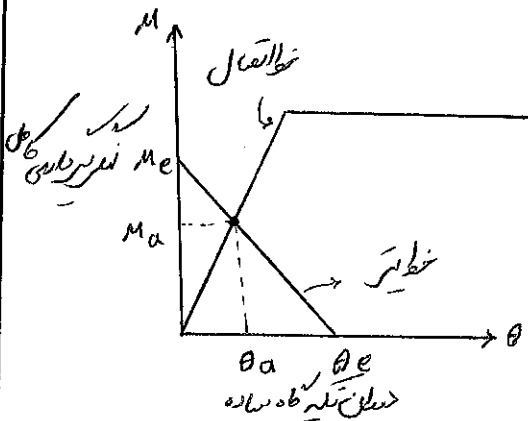
مركز دوران مضع راند حدود وسط تیر در تیرهای پاره پاره مرکز دوران راند پاره پاره



مقاومت اتصال  $M = A_p \sigma d_b \rightarrow A_p = \frac{M}{\sigma d_b}$

زاویه چرخش در مرکز ثقل  $\theta = \frac{2e}{d_b} = \frac{2 \frac{\sigma L}{E}}{d_b} = \frac{2 \sigma L}{d_b E}$  و نیز مقاومت اتصال  $= \frac{M}{\theta} = \frac{A_p d_b^2 E}{2L}$

مقاومت اتصال افقی  $\rightarrow M_y = A_p f_y d_b$



مقدار  $M_a$  و دوران مقطع  $\theta_a$  در محل تقاطع خط تیر و مقاومت اتصال تعیین می شود.

$$M_a = \frac{\theta_e}{\frac{2L}{A_p d_b^2 E} + \frac{\theta_e}{M_e}}$$

$$\theta_e = \frac{M_e l}{2EI}$$

چرخش تیری با ربع تیرهای R مورد نظر باشد. تیر در وسط دهان تیر  $M_b$  با توجه به تیرهای

کامل  $M_e$  از راجع زیر تعیین می شود.

$$M_b = M_e - R M_e$$

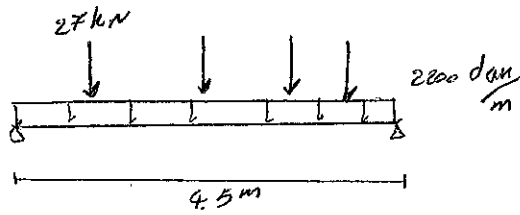


\* توجه: اتصال نیز طبق برای بار جانبی مناسب نمی باشد

مثال:

تیر ی به دهانه 4.5 متری کسرتده؛ شدت 2200  $\frac{dan}{m}$  و چهار بار مقرر تیر با فواصل یکسان

هر کدام برابر 27 kN عمل می کند. مطلوب است طرح این تیر با سبج تیر ی 50٪ و طرح اتصال



تیر با سبج تیر ی 1.75

$$F_b = 0.6 f_y$$

$$M_{b1} = \frac{wL}{24} (3 - 2R) = \frac{22 \times 4.5}{24} (3 - 2 \times 0.5) = 3712.5 \text{ dan.m}$$

$$M_{b2} = \frac{wL}{20} (3 - 2R) = \frac{27 \times 4 \times 4.5}{20} (3 - 2 \times 0.5) = 4860 \text{ dan.m}$$

$$M_b = \sum M_{bi} = 8572.5 \text{ dan.m}$$

$$S_x \geq \frac{857250}{1400} = 612 \text{ cm}^3 \rightarrow IPE 33$$

تیر ی کامل

$$M_e = \frac{wL}{12} + \frac{wL}{10} = 85.7 \text{ kn.m}$$

طرح اتصال:

دوران تیر ساده

$$\theta_e = \frac{M_e L}{2EI} = \frac{857000 \times 450}{2 \times 2.07 \times 10^6 \times (111770)} = 0.0079 \text{ Rad}$$

تیر ی فومانی

$$A_p = \frac{M}{\sigma_{db}} = \frac{0.75 (857000)}{1400 (33)} = 13.9 \text{ cm}^2 \text{ PL } 140 \times 10$$

دوران اتصالی تیر

$$\theta_a = \theta_e \frac{100 - R}{100} = 0.002 \text{ Rad}$$

$$\theta_a = \frac{2\sigma L}{db E} \Rightarrow 0.002 = \frac{2 \times 1400 L}{33 (2.07 \times 10^6)} \rightarrow L = 48.8 \text{ cm} \rightarrow L = 50 \text{ cm}$$

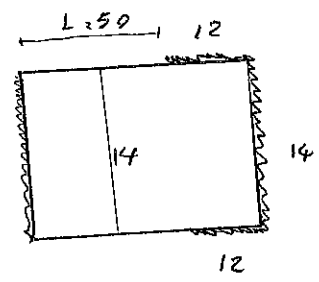
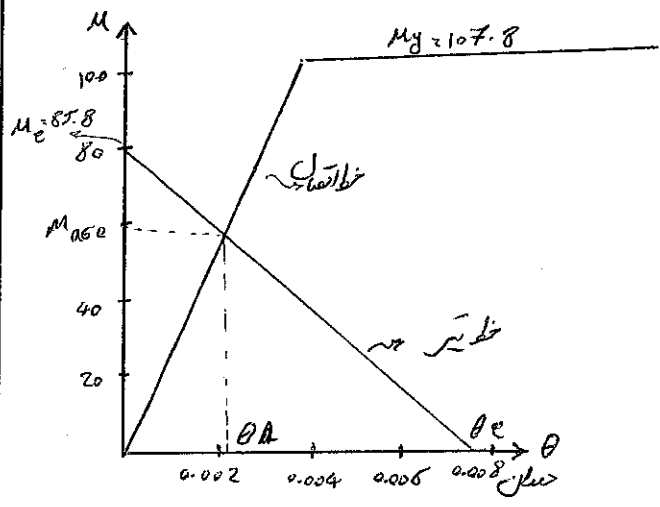
دوران اتصالی تیر

$$\theta_a = \frac{2\sigma L}{db E} = \frac{2 \times 1400 \times 50}{33 \times 2.07 \times 10^6} = 0.00205 \text{ Rad}$$

تیر ی

$$M_a = \theta_a \left( \frac{A_p db^2 E}{2L} \right) = 0.00205 \left( \frac{14 \times 33^2 \times 2.07 \times 10^6}{2 \times 50} \right) = 64.7 \text{ kn/m}$$

$$M_y = A P F_y d_b = (14 \times 2333 \times 33 = 107.8 \frac{kg}{m})$$



$$F_w = \frac{64 \times 1000}{33} = 19606 \text{ dan}$$

$$R_w = 650 a = 650 \times 8 = 520$$

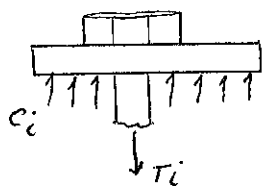
$$L_w = \frac{F_w}{R_w} = 38 \text{ cm}$$

3-4 کشش در سطح های معادمت بالا :

سطح های معادمت بالا تحت اثر کشش پیش بندی می قرار دارند و اثر کشش خارجی حرارتی نیز

مقدار پیش بندی آنها تغییر خواهد کرد

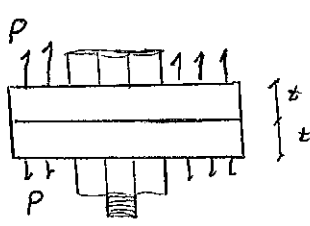
بار خارجی وجود ندارد



$$c_i = T_i$$

T\_i : نیروی پیش بندی

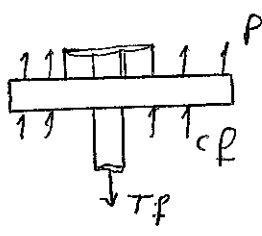
c\_i : نیروی فشاری روی ورق ها



$$P + c_p = T_p$$

در حالتی که بار خارجی وارد می شود

P بار خارجی



c\_p : فشار روی ورق ها پس از اثر بار خارجی

T\_p : پیش بندی پس از اعمال بار خارجی

اگر پس از اعمال بار خارجی P طول بهنج، اندازه  $\delta_b$  تغییر کند:

$$\delta_b = \frac{T_f - T_i}{A_b E_b} t$$

درین نیز، اندازه  $\delta_p$  تغییر می‌کند خواهد بود:

$$\delta_p = \frac{C_i - C_f}{A_p E_p} t$$

تغییر طول

$$\delta_p = \delta_b$$

$$\Rightarrow T_f = T_i + \frac{P}{1 + \frac{A_p}{A_b}}$$

مثال:

با خارجی، اندازه حد اکثر مجاز است:

$$\frac{7}{8}'' (A325)$$

$$P = A_b F_t = 3050 \left(\frac{7}{8} \times 2.54\right)^2 \frac{\pi}{4} = 118.3 \text{ kN}$$

درین  $T_i = 173 \text{ kN}$

$$T_f = 173 + \frac{118.3}{1 + \frac{15.5^2/4}{3.38}} = 180.2 \text{ kN}$$

افزایش درین  $= \frac{180.2 - 173}{173} = 4.2\%$

۳-۳- برش و کشش توأم در پیچ‌های مقاوم با ل:

الف - اتصالات برشی

بر طبق نتایج آزمایشات تجربی اثر توأم برش و کشش بدین معیار با معادلات متقابل نشان

می دهند این رابطه چنین است:

$$\left(\frac{P_{F_{AV}}}{F_{AV}}\right)^2 + \left(\frac{P_{F_{AU}}}{F_{AU}}\right)^2 \leq 1$$

$F_{AV}$ : تنش برشی کششی مستقل بدون حضور کشش

$F_{AU}$ : تنش کششی کششی مستقل بدون حضور برش

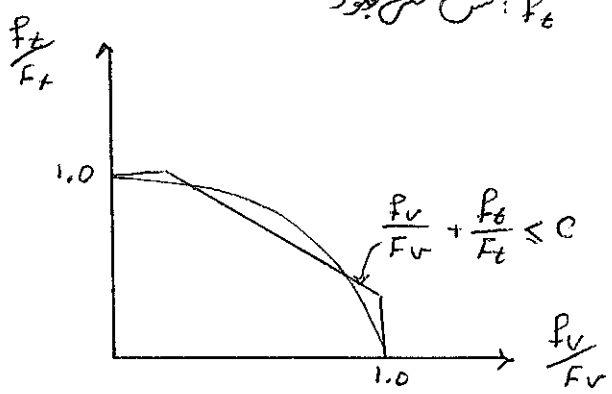
$F_{VU}$ : تنش برشی در مستقل  
 $F_{TU}$ : تنش کششی در مستقل

با اعمال ضریب ایمنی مناسب به هر یک از دو عبارت فوق رابطه گراهی به صورت زیر

در می آید.

$$\left(\frac{P_V}{F_V}\right)^2 + \left(\frac{P_t}{F_t}\right)^2 \leq 1$$

$F_V$ : تنش برشی مجاز  
 $F_t$ : تنش کششی مجاز  
 $P_V$ : تنش برشی موجود  
 $P_t$ : تنش کششی موجود



آیین نامه AISC رابطه متقابل فوق را به صورت زیر ارائه داده است:

$$\frac{P_V}{F_V} + \frac{P_t}{F_t} \leq C \quad P_t \leq F_t C - \frac{F_t}{F_V} P_V$$

و با اخذ  $C = 1.25$  تنش های مجاز را به صورت زیر تعیین کرده است:

$$A325 \begin{cases} F_t = 3790 - 1.8F_v \leq 3050 & \text{از زره بگذرد} \\ F'_t = 3790 - 1.4F_v \leq 3050 & \text{از زره نگذرد} \end{cases}$$

$$A490 \begin{cases} F_t = 4690 - 1.8F_v \leq 3700 & \text{از زره بگذرد} \\ F'_t = 4690 - 1.4F_v \leq 3700 & \text{از زره نگذرد} \end{cases}$$

6-3 - اتصالات اصطکاکی:

در این حالت رابط متقابل طراحی همان رابط قبل است با این اختلاف که  $c=1$

$$\frac{F_v}{F_v} + \frac{F_t}{F_{tP}} \leq 1.0 \quad \text{گرفته شده است.}$$

$$F_{tP} = \frac{T_c}{A} \quad \text{تنش مجاز کشش}$$

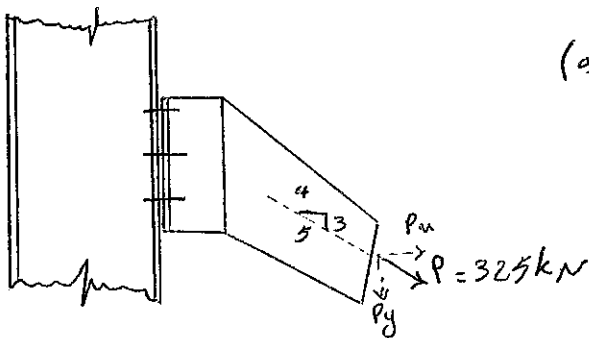
$T_c$ : نیروی کشش تبدیلی به

رابط طراحی به صورت زیر خواهد شد:

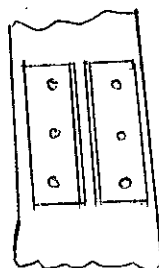
$$F_v \leq F_v \left(1 - \frac{F_t A_b}{T_c}\right) \Rightarrow \begin{cases} A325 \rightarrow F_v \leq 1200 \left(1 - \frac{F_t A_b}{T_c}\right) \\ A490 \rightarrow F_v \leq 1500 \left(1 - \frac{F_t A_b}{T_c}\right) \end{cases}$$

مثال: مطلوب است بررسی اتصال زیر:

الف - اتصال جوشی (طرح کش خارج از زره)



ب - اتصال اصطکاکی



$$P_x = \frac{4}{5} P = 260 \text{ kN}$$

$$P_y = \frac{3}{5} P = 195 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{P_y}{6A_b} = \frac{19500}{6 \times 3.88} = 838 \text{ bar}$$

$$F_t = \frac{P_x}{6A_b} = \frac{26000}{6 \times 3.88} = 1117 \text{ bar}$$

اتصال اصطلاحی:

$$F'_v = 1200 \left(1 - \frac{F_t A_b}{T_c}\right) = 1200 \left(1 - \frac{1117 \times 3.88}{17300}\right) = 899 \text{ bar} > 838 \checkmark$$

$$F_t \leq F_t = 3050 \rightarrow 1117 < F_t \checkmark$$

اتصال برشی:

$$F'_t = 3790 - 1.4 F_v = 3790 - 1.4(838) = 2617 \text{ bar} > F_t = 1117 \text{ bar} \checkmark$$

$$F_v = 838 < F_v = 2050 \checkmark$$

تعداد ریب های  $\frac{3}{4}$  = A325 که برای تحمل تمام نیروی برشی 310kN و نیروی کششی

T = 530kN لازم است تعیین کنید. برای هر دو نیرو از مرکز ثقل می نورد: در دو حالت برشی و

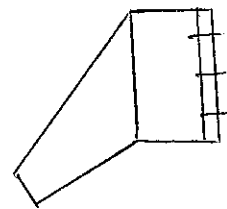
اصطلاحی (از زود نوردن) حل می کنید:

$$F'_t = 3790 - 1.4 F_v \leq 3050 \rightarrow A_b F'_t = 3790 A_b - 1.4 A_b F_v \leq 3050 A_b$$

$$A_b = \frac{T + 1.4 V}{3790} = \frac{53000 + 1.4 \times 31000}{3790} = 25.4 \text{ cm}^2$$

$$T = 3790 A_b - 1.4 V \leq 3050 A_b$$

برش حواله ساز  $\Rightarrow F_v A_b = 2050 \times 25.4 = 520.7 > 310 \checkmark$



تعداد ریب =  $\frac{25.4}{2.85} = 9 \rightarrow N = 10$



اتصال اصطکایی:

$$F'_v = 1200 \left(1 - \frac{F_t A_b}{T_c}\right) = 1200 \left(1 - \frac{F_t (2.85)}{12500}\right)$$

$$\Rightarrow F'_v = 1200 - 0.274 F_t \rightarrow \underbrace{A_b F'_v}_v = 1200 A_b - 0.274 \underbrace{F_t A_b}_T$$

$$\rightarrow A_b = \frac{v + 0.274 T}{1200} = 37.9 \text{ cm}^2$$

سبع کل سوراخها

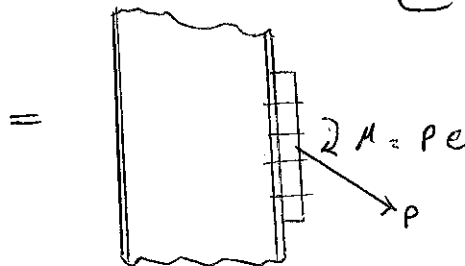
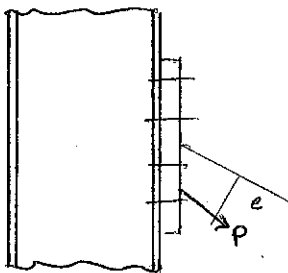
$$F_t A_b = (3050)(37.9) = 1157 > 530 \checkmark$$

$$\text{تعداد سوراخها} = \frac{37.9}{2.85} = 13.3 \rightarrow \underline{N = 14}$$

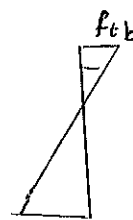
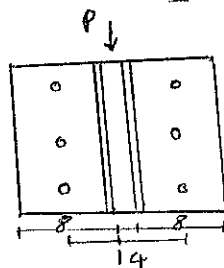
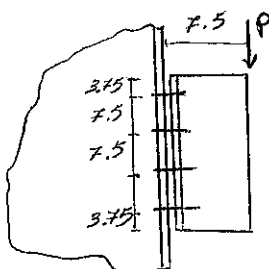
7-3 کشش و برش با خارج از مرکزیت:

در این حالت می توان مسئله را به حالت کشش و برش بدون خروج از مرکزیت و دلتا خمشی تبدیل

کرد که نشانها به شکل کشش و برش عمل خواهند نمود.



مثال: مطلوب است تعیین طرح جابجایی اتصال:



$$M = Pe = 7.5P \quad F_{tb} = \frac{M}{S} = \frac{M}{bd^2/6} = \frac{7.5P}{1.6 \times 30^2} = 0.0031P$$

تنش درونگانی درین ناحیه =  $0.0031P \left( \frac{15 - 3.75}{15} \right) = 0.00237P$

تنش کششی درین ناحیه  $T = 0.00237P (8 \times 7.5) = 0.141P$   $F_t = \frac{0.141P}{2.85} = 0.0493P$

$$F_u = \frac{P}{A_b} = \frac{P}{8(2.85)} = 0.044P \quad F_t' = 3790 - 1.4F_u$$

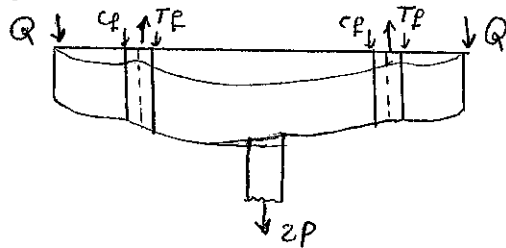
$$0.049P = 3790 - 1.4 \times 0.044P \rightarrow P = 342.6 \text{ kN}$$

$F_t = 0.049P = 1679 \text{ bar}$  تنش کششی  $F_u = 0.044P = 1508 \text{ bar} < 2050 \checkmark$

8-3 - عمل اجرایی :

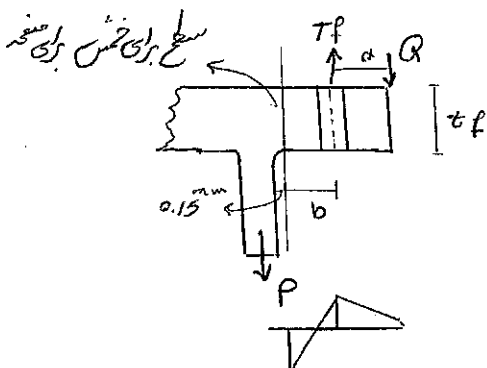
هرگاه اتصالات بیعی سبب چنان اغوجایی در صفحات شوند که در شکل زیر نشان داده شده است

در نوک اتصال نیروی Q ایجاد خواهد شد که آن نیروی اجرایی Prying Force گویند



$$P + C_P + Q = T_P$$

برای تعیین Q ضوابط مقادیر زیر را باید در نظر گرفت



$$T_P = Q + P$$

$$Q = P \left[ \frac{100 b D^2 - 18 w t_f^2}{700 D^2 + 21 w t_f^2} \right]$$

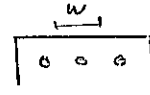
A325

ن: طولی از بول است که در باربری یک نوع دهنده شود.

$$Q_{A_{490}} = P \left[ \frac{100bD^2 - 14wt_f^2}{62aD^2 - 21wt_f^2} \right]$$

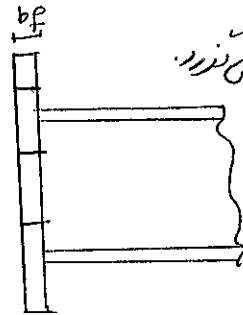
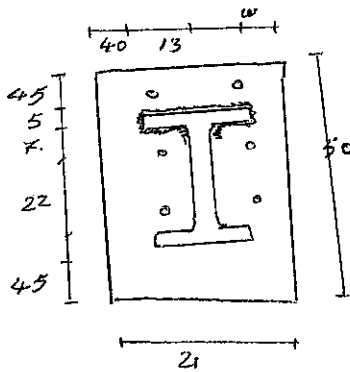
D: قطر بول  
t<sub>f</sub>: عرض بول

برای بول:  $P + Q \leq R_t = F_t A_b$



مثال:

مطلوب است پس صفحه انتهایی یک سیر از نوع INP 36 به ستونی از نوع IPB 36



A325 از زودگی نزرود

V = 200 kN  
کل ظرفیت خمش

$$T = 0.66 F_y A_f = 1540 (1.25 \times 14.3) = 429 \text{ kN}$$

انتخاب سوراخ  $R_t A_b F_t = (5.07) (3050) = 1545 \text{ kN}$

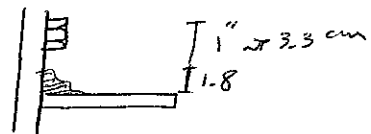
تعداد بولهای لازم  $= \frac{T}{R_t} = \frac{429}{1545} = 2.8 \rightarrow N = 4$

اگر نزدیک بود با سوراخ قطر افزایش باید

$$R_w = \frac{T}{L_w} = \frac{T}{2b_f - t_w} = 1571 \text{ daN/m}$$

وضعیت قرارگیری بولها:

انرازه بولها  $= \frac{1571}{895} = 1.76 \rightarrow a = 1.8 \text{ cm}$   
E60 ←



$$(3/4 \rightarrow 28), (7/8 \rightarrow 32), (1 \rightarrow 33), (1 \frac{1}{8} \rightarrow 36)$$

$$(1 \frac{1}{4} \rightarrow 39), (1 \frac{3}{4} \rightarrow 41), (1 \frac{1}{2} \rightarrow 53)$$

$$S \geq 1.8 + 3.3 = 5.1 \rightarrow S = 5.0 \quad A \quad 500 \times 210$$

$$b = 5 - 1.5 = 4.85$$

$$M_1 = \frac{I}{2} (b) = \frac{495}{2} (4.85) = 120038 \text{ dan. cm} \quad Q_{m20} \text{ بفرس}$$

$$S = \frac{21}{6} t_p^2, \quad f_b = \frac{M}{S} = \frac{120038}{\frac{21}{6} t_p^2} \leq 1750 \text{ bar}$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{120038(6)}{21(1750)}} = 4.42 \sim 4.5 \text{ cm}$$

$$Q = P \left[ \frac{100 \times 4.85 \times 2.5^2 - 18(10.5)(4.5)}{70 \times 4.5(2.5)^2 + 21(10.5)(4.5)^2} \right] = \text{منفس} \quad \text{عمل اهروی ایجا درمن شود}$$

بررسی اثر توأم برش رکش:

$$f = \frac{V}{Ab} = \frac{20000}{6 \times 5.07} = 658 \text{ bar}$$

$$f'_t = 3790 - 1.4 f_v = 2869 < 3050$$

$$f_t = \frac{T}{4(5.07)} = \frac{42900}{4 \times 5.07} = 2115 < 2869 \quad \checkmark \text{ok}$$

## فصل یازدهم:

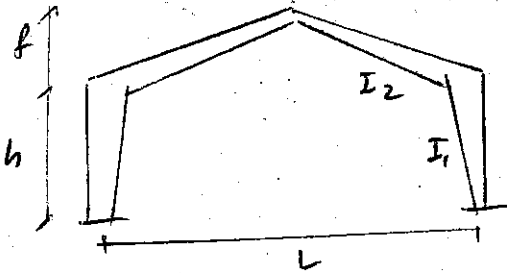
طراحی قابهای شیبدار - سوله ها

کامهای سیدار -

رساتهای صنعتی بکار میروند. تعداد آن 75 متر فته است  
 نامنه کابجا از 4.5 متر تا 10 متر فته است

نامنه کابجا	4.5 m	12 m
"	5.5 - 5 m	18
"	6 m	30
کابجا 1/4 دان (عموداً بر لیل انار لایه 6 متر)		بیرون از 30 متر

برای ثابت کردن اینها و برای بهر سه وصل  $\pm 0.35 \text{ mm}$  اینها و ستون را در  $(\pm 30^\circ \text{C})$   
 برای وارد بر کابجا برآین نامنه است.



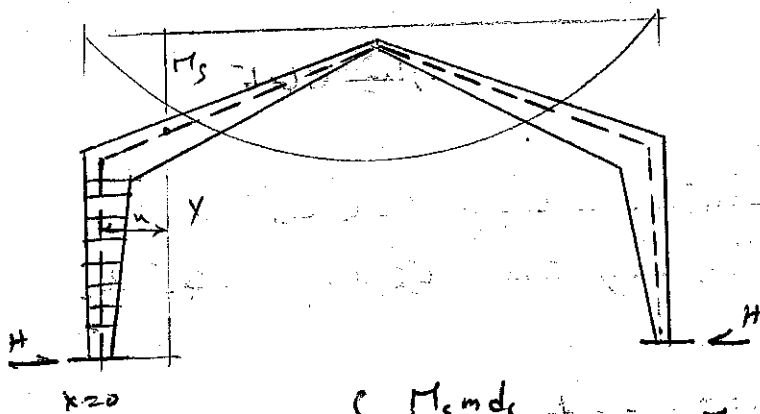
روسی محول حسابی آزرک و قطعات  
 $h, f, L$  معلوم است در  $I_1, I_2$  معلوم

برای ثابت ابتدا  $\frac{h}{L} = 1/5$  فته شده و اینها در همین روش  
 مابین صورت مدارک فضا در شداد کند 20% است  
 ایندی برای تاب همین کرده و بهر و فضا آنرا هیچ فراهم کرد

- آر  $\frac{h}{L} \approx 1/5$  است از این فته در نامنه 5%

- "  $\frac{h}{L} \approx 1/10$  " " " 20%

روسی متداول نامنه، روسی همین فته است و از کابجا در 5% است



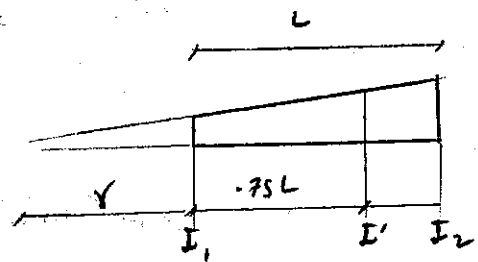
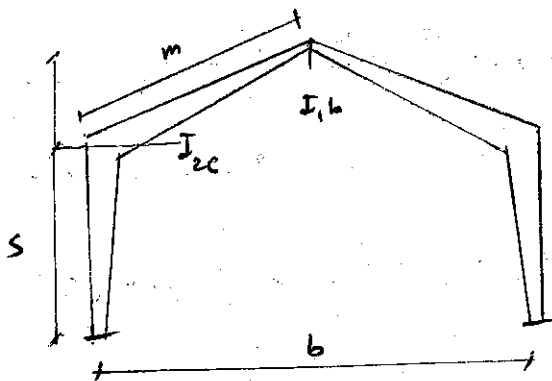
$$H = \frac{\int \frac{M_s m ds}{EI}}{\int \frac{m^2 ds}{EI}} = \frac{\sum \frac{M_s y \Delta s}{I}}{\sum \frac{y^2 \Delta s}{I}}$$

$M_s$ : گشتاور حالت استاتیکی

$m$ : گشتاور حاصل از بار واحد  $H$

$I$ : گشتاور متقاطع  $M_s$  و  $m$  برای آن لایه برسی

برای بررسی پایداری ستون قاب در صورتی که  $M$  ستون دارای گشتاور متغیر است. ضریب لاغری  
معادل صورت زیر تعیین خواهد شد.



$$\lambda_2 = \frac{0.75L}{\sqrt{\frac{I'}{I_1}} - 1}$$

$$\frac{(\beta^2 + 1/4)}{3} \left( \frac{\frac{EI_{ec}}{\gamma_c + s}}{\frac{EI_{e2}}{b}} \right) = 1 + 2\beta \cot(\beta \ln \frac{\gamma_c + s}{\gamma_c})$$

$$\beta = \sqrt{\frac{P_{cr} \gamma_c^2}{EI_{ic}} - 1/4}$$

$$I_{e2} = I_{ib} \frac{m^3}{3\gamma_b^2 (m - 2\gamma_b \ln \frac{m + \gamma_b}{\gamma_b} + \frac{\gamma_b m}{\gamma_b + m})}$$

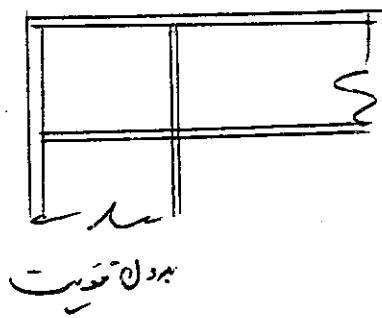
∴  $P_{cr} = \frac{P_{cr}}{A}$

$$P_{cr/A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/\gamma)^2}$$

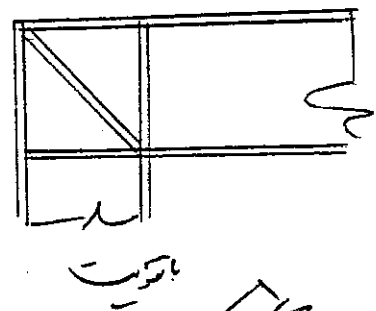


## زاوهای صلب

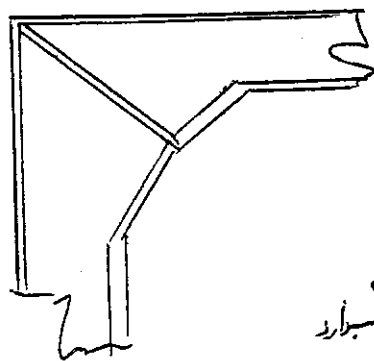
- در طاق قابی صلب چه پیرودنی اربعی عرضی است ل. ضمن شرح در عمل تا طبع تیربستون از اهمیت فوق العاده برخوردار است. اینگونه اتصالات مطابق شکل را ببینید.



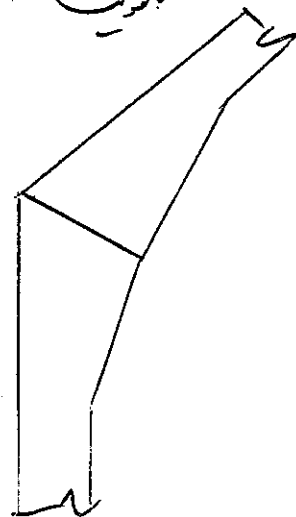
محل اتصال

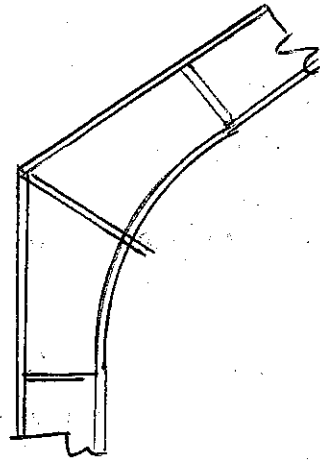
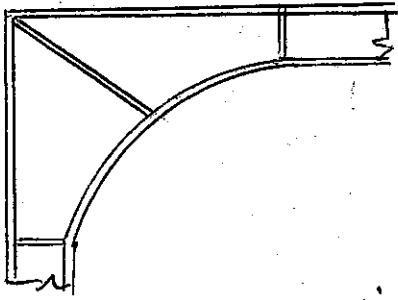


پیرودنی عمودی



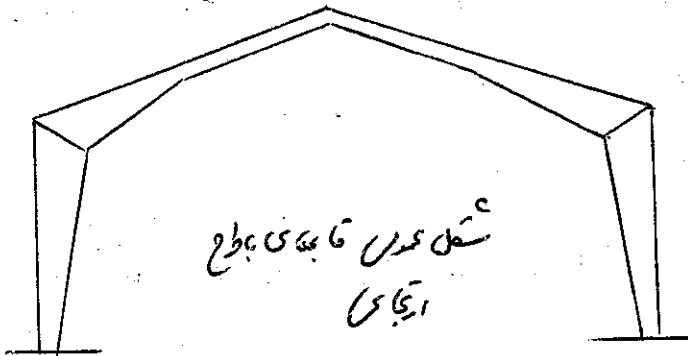
زاویه مایل بسیار





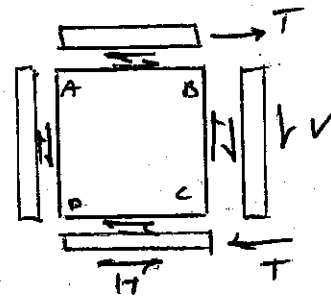
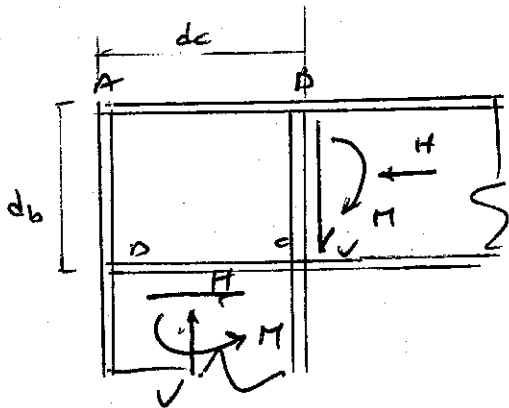
دائری ماهیچه منحنی

شکل‌ترین زانوا از نوع ربع و ماهیچه ای سبب دار است. در طرح فیدی معمولاً از نوع ماهیچه ای کله استاده  
 مرسومه. در دو طرح اربعه از نوع ماهیچه ای سبب دار فزادان استاده خواهد شد. در این حالت نسبت ماهیچه ای  
 جزو کاب بکاب کاب



شکل عمود قائبه ای طرح  
 اربعه ای

دائری ربع  
 در این زانوا نیروی  $P$  از طریق بالها مستقیماً بر سر زانوا به سطحی شکل از جکها بندد و...



اگر فرض کنیم وسطهای میل را  $.95 d$  بگیریم

$$T = \frac{M}{.95 d_b}$$

$$F_v (t_w d_c) = \nu_{ab} \left. \vphantom{F_v (t_w d_c)} \right\} \rightarrow$$

$$\Rightarrow t_w = \frac{M}{F_v (.95) d_b d_c} = \frac{M}{.95 F_v A_{bc}}$$

$$A_{bc} = d_b d_c$$

$$F_v = .4 F_y$$

از رابطه ای که استناد کردیم:

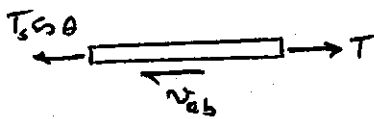
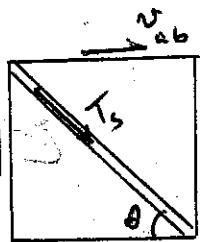
$$t_w \geq \frac{2.63 M}{F_y A_{bc}}$$

$$F_v = .55 F_y$$

از رابطه دیگری استناد کردیم:

$$t_w \geq \frac{1.91 M}{F_y A_{bc}}$$

اگر تعداد بست آمده از مقدار مورد نیاز کمتر باشد، لازم است  $M$  از تقویت تقوی استفاده کردیم تا به این صورت داریم:



$$T_s \cos \theta + \nu_{ab} = T = \frac{M}{.95 d_b}$$

$$A_{st} F_a \cos \theta + F_v t_w d_c = \frac{M}{.95 d_b}$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\cos \theta} \left( \frac{M}{.95 d_b F_a} - \frac{F_v t_w d_c}{F_a} \right)$$

$$F_u = 0.4 F_y \quad , \quad F_c = 0.6 F_y$$

آرلاطخ ارجاعی استناد کنیم:

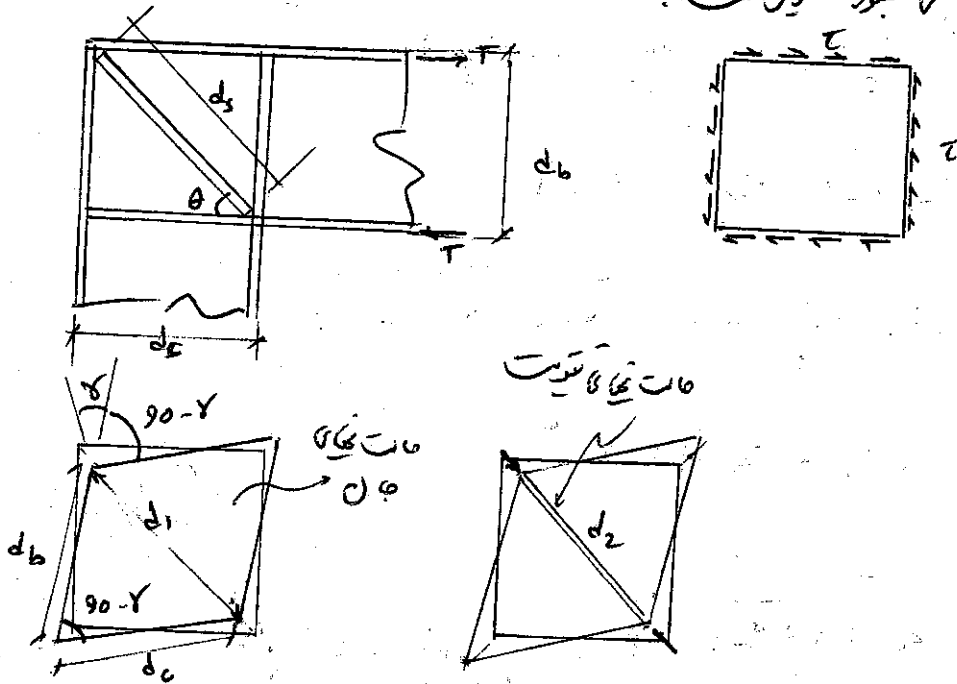
$$A_{st} \geq \frac{1}{c_1 \theta} \left( \frac{1.7617}{d_b F_y} - 0.67 t_w d_c \right)$$

آرلاطخ فیبری استناد کنیم:

$$F_u = 0.55 F_y \quad , \quad F_c = F_y$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{c_1 \theta} \left( \frac{1.05317}{d_b F_y} - 0.55 t_w d_c \right)$$

روش دیگر (ارجاعی بصورت زیر است):



کامر طول تقویت کننده که مربع فعلی طول آن را کم کرده باشد، در آنجا برابر هم قرار می‌دهند  
در سطح رابطه تقویت کننده می‌کنند.

$$d_1^2 = d_b^2 + d_c^2 - 2 d_b d_c \cos(90 - \alpha)$$

$$\cos 90 - \alpha \sim \sin \alpha \sim \frac{t}{c} \quad \sim \quad d_1^2 = d_b^2 + d_c^2 - 2 d_b d_c \frac{t}{c}$$

$$d_i = \sqrt{d_b^2 + d_c^2 - 2d_b d_c \frac{\tau}{G}}$$

$$d_b = d_c \cos \theta$$

$$d_i = \frac{d_c}{\cos \theta} \sqrt{1 - \frac{\tau}{G} \cos 2\theta}$$

از طرف دیگر طول  $d_2$  خواهد بود

$$\Delta = \frac{\sigma_s d_s}{E}$$

$$d_2 = d_s - \frac{\sigma_s d_s}{E} = d_s \left(1 - \frac{\sigma_s}{E}\right) = \frac{d_c}{\cos \theta} \left(1 - \frac{\sigma_s}{E}\right)$$

از طرف دیگر  $d_1 = d_2$  خواهیم داشت

$$\frac{d_c}{\cos \theta} \sqrt{1 - \frac{\tau}{G} \cos 2\theta} = \frac{d_c}{\cos \theta} \left(1 - \frac{\sigma_s}{E}\right)$$

$$1 - \frac{\tau}{G} \cos 2\theta = 1 - 2\frac{\sigma_s}{E} + \left(\frac{\sigma_s}{E}\right)^2$$

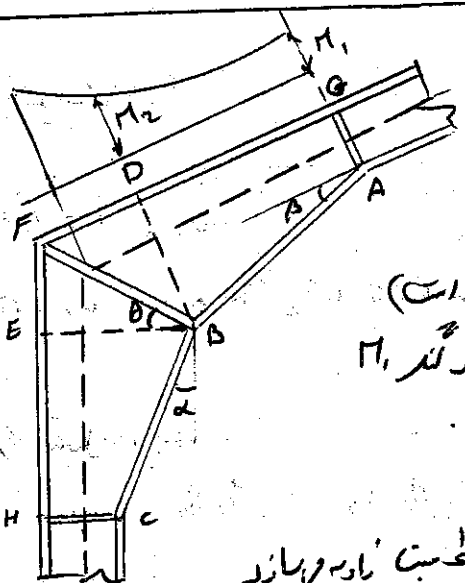
$$\frac{\tau}{G} \cos 2\theta = 2\frac{\sigma_s}{E} \rightarrow \sigma_s = 1.3 \tau \cos 2\theta$$

$$T = \tau d_c t_w + \sigma_s A_s \cos \theta$$

از طرف دیگر، اگر فرض کنیم

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_2 = \frac{T}{t_w d_c + 2.6 A_s \cos^2 \theta} \\ \tau_2 = \frac{\sigma_s}{2.6 \cos \theta} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{T}{\frac{t_w d_c}{2.6 \cos \theta} + A_s \cos \theta} \leq 0.6 F_y$$



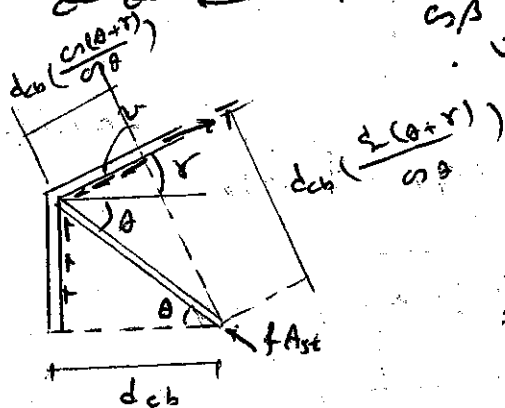
زانی با همی بسیار خطیب

- در طاق زانی بسیار، قطب (یا بی) (یا بی) (یا بی) (یا بی)  
 زانی به طوری طرح شود که سطح AG برابر گردد  $M_1$   
 در سطح BD برابر گردد  $M_2$  تا در صورت نیاز.

- چون سطح مقطع است AB یا BC با خطیب زاویه برابر  
 در تمام استقامت، سطح مقطع است AB از رابطه زیر تعیین می شود.

سطح مقطع دایره  $A_{ci} = \frac{A_c}{\cos \beta}$  سطح مقطع بی بی

اگر  $\beta < 25^\circ$  باشد علاوه بر آن  $A_{ci} = A_c$  است



تواند در انتهای مزره فاصله

$$f_{Ast} \cos \theta + v \cos \phi = T \cos \phi$$

$$v = F_v t_w d_{ch} \frac{\cos(\theta + \phi)}{\cos \phi}$$

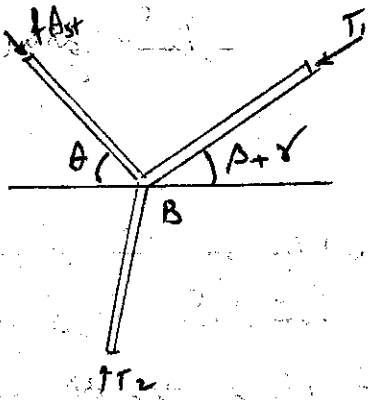
الزامات برای استوار بودن:  $T = F_y A_t$  ،  $F_v = 0.55 F_y$  ،  $f = F_y$

$$A_{st} \geq \frac{\cos \phi}{\cos \theta} \left[ A_t - 0.55 t_w d_{ch} \frac{\cos(\theta + \phi)}{\cos \phi} \right]$$

در صورتی  $F_v = 0.4 F_y$  ،  $T = 0.6 F_y A_t$  ،  $f = 0.6 F_y$

الزامات برای استوار بودن:

$$A_{st} \geq \frac{\cos \phi}{\cos \theta} \left[ A_t - 0.67 t_w d_{ch} \frac{\cos(\theta + \phi)}{\cos \phi} \right]$$



برابر در مقطع B

توازن افقی نیرو (فراوانی):

$$A_{st} \cos \theta + T_2 \sin \alpha = T_1 \cos (\beta + \gamma)$$

در سطح عمودی اتصال با هم

$$T_1 = A_{c1} F_y \quad T_2 = A_{c2} F_y \quad f = F_y$$

$$F_y A_{st} \cos \theta + A_{c2} F_y \sin \alpha = A_{c1} F_y \cos (\beta + \gamma)$$

$$A_{st} = \frac{A_{c1} \cos (\beta + \gamma) - A_{c2} \sin \alpha}{\cos \theta}$$

- در سطح افقی با هم

$$T_1 = A_{c1} (\cdot 6 F_y) \quad T_2 = A_{c2} (\cdot 6 F_y) \quad f = 6 F_y$$

$$A_{st} = \frac{A_{c1} \cos (\beta + \gamma) - A_{c2} \sin \alpha}{\cos \theta}$$

- تا بجای سیدار -

شماره صفحه

فهرست موضوعات :

1	فصل اول : کلیات ساختمانهای صنعتی
1	1-1 - کلیات
1	1-2 - عناصر اصلی قاب بندی فولادی ساختمان اصلی
13	1-3 - انواع قابهای صنعتی
15	فصل دوم : اتصالات در قابهای سبیلدار
15	2-1 - مقدمه
15	2-2 - اتصال گوشه
18	2-3 - اتصال رأس
18	2-4 - اتصالات پایه
21	فصل سوم : جزئیات اجرایی



تسولم و ساختمان های صنعتی

فصل اول

۱-۱-۱- کلیات

ساخته های صنعتی چنانچه از نامشان پیداست به ساختمان کارخانه ها و مراکز صنعتی و تولیدی اطلاق می شود. ولی چون از نظر شکل و استخوان بندی فلزی، ساختمانی اینها، آسمانه های هواپیما، سالنهای ورزش و نظایر آنها وضع تقریباً مشابه با ساختمانهای صنعتی دارند می توان ساختمانهای اخیر را در این گروه محاسبه کرد. بعضی از این ساختمانها وزن کم، سادگی تعبیه، سهولت ساخت، برداش کارخانه ای و اقتصادی بودن و عملکرد ساده از اینها مطلوب است. علت آنست که استخوان بندی ساختمانهای صنعتی خواص مشترکی است که اهمیت آنها عبارتند از:

- ۱) به علت نیاز به فضا های بزرگ برای بهره برداری غالباً سعی می شود که فاصله ستونها تا حداکثر ممکن افزایش یافته و در نتیجه تعدادشان کم شود.
- ۲) ساخته های صنعتی اغلب یک یا دو طبقه بوده و در نتیجه در بیش از یک طبقه ساخته می شوند. ساخته های یک طبقه نیز بنوبه خود به یک دهانه و چند دهانه تقسیم می گردند.

سیستم سقف آنها شامل قاب بندی، یک نوع عرشه و عایق ضد آب می باشد. قاب بندی اصلی سقف شامل تیر یا خرپا در هوای می شود که بین آنها لایه ها قرار می گیرند که فاصله شان بر اساس نوع عرشه سقف تعیین می شود.

پوشش اطراف نیز ممکن است در هوای فلزی، ورقه های فشرده فلزی، ورقه های آلیست، آجر، بلوکهای بتن، سفال یا بتن ساخته یا درجا باشند.

بنابراین شکل کلی ساخته های صنعتی معمولاً عبارت است از تعدادی دهانه های بزرگ در یک طبقه که قطعات پر شده با مصالح در آنها، عبارتند از تعدادی خرپا ها یا قابهای صلب و مولاری هم که روی آنها تیرهای لاین جهت طولی قرار می گیرند و روی تیرهای لاین را عرشه سقف می پوشانند.

۱-۲-

غیر اصلی قاب بندی فولادی ساخته های اصلی

- ۱) ستون
- ۲) خرپا و سقف قاب
- ۳) در صورت داشتن برقیل سه تیر برقیل

- ۲۴) تیر بندی (۵) نورگیر
- ۲۵) قاب بندی دیوار (۱۱) فونداسیون
- ۷) مهار بندی افقی سقف (۸) لایه ها
- ۹) مهار بندی قائم سقف
- ۶) مهار بندی قائم بین ستونها

۱-۲-۱) قاب بندی ساختمانی صفتی :

قاب بندی یا استخوان بندی یک ساختمان صفتی، عضو اصلی همان، سقف، دیوار و ریل در تقیله است. است که در زمان بهره برداری از آنجا استفاده می شود. گاه من اوقات تجهیزات فنی گوناگون و حتی قفسه های عملیاتی نیز توسط قاب های اصلی ساختمان صفتی حمل می گردد. قبل از ساختن یک ساختمان صفتی و عملیات ساختن آن از فولاد یا بتن باید تحقیق و مشخص شود، چون بی در زمان حاضر در رابطه با آسپت دگی اعضای بتن مسلح پیش تنیده، امکان استفاده از چنین اعضای در ساختمان صفتی مرتباً رو به رشد است.

برای استناد کردن ساختمان های صفتی و کار ساخت و نصب اعضای باید به یک تفاوت مکرر در تکرار عناصر و شکل ساده آنها توجه یاری نمود. چنانچه قبلاً ذکر شد در حمل بیشتر از ساختمان های یک طبقه استفاده می شود که بویژه خود به یک دهانه و چند دهانه تقسیم می گردند.

اعضای اصلی همان بار قاب بندی فلزی ساختمانی صفتی که اغلب تمام بارهای موجود بر روی ساختمان را حمل می کنند، قاب های مسطح عرضی مشتمل از ستون و فریادهای سقف هستند. این قابها معمولاً با فاصله معینی یکی پس از دیگری نصب می کنند. قاب های عرضی عناصر طولی قاب بندی را مانند تیرهای جوتقیله تیرهای پیرامونی قاب بندی دیوار، لایه های سقف و نورگیرها را حمل می کنند. قاب بندی یک ساختمان به دیدارای صمیمیت قبضایی کافی باشد، که ممکن است به وسیله طراحی مهارها و اتصالات در جهات عرضی و طولی بدست آید و یا ممکن است به طراحی اتصالات صلب تیر به ستون متبر شود.

۱-۲-۱-الف) قاب بندی دیوار :

اعضایی که دیوار را تقویت می کنند، یا مفاصل جداگانه پوستش را به عنوان قاب بندی دیوار نامیده می شوند. بارهای اصلی قاب بندی دیوار عبارتست از وزن دیوار (در جهت قائم) و بار بار در جهت افقی. بارهای اصلی قاب های عرضی عبارتند از بار سقف، قاب بندی دیوار و بارهای جوتقیله که مثل تیر روی قائم جوتقیله ها و تیرهای ترمز افقی در جهت طولی و عرضی می باشد.

۱-۲-۲) مستوی و دهانه:

وقتی که قاب یک ساختمان صنعتی را تهیه و طراحی می کنیم قبل از همه لازم است که به آنرا این یا چیدمان کنونی  
توجه نماییم. که شال دهانه ها و فاصله بین ستونها در طول ساختمان می شود. برای امکان رسیدن به  
بیشترین اعضای تکراری باید فاصله ستونها ضریبی از مقدار آن نباشد که بنام مدول خوانده می شود و باشد  
مستقیم مدولار باید طوری باشد که بین اجزای ساختمان و اعضای آن نسبت صحیحی برقرار باشد که اساس  
استاندارد نمودن و یکپارختی کردن اعضای باشد. مدول اصلی که در ساختمانهای صنعتی یک طبقه بکار  
می رود ۳ تا ۴ متر می باشد. در این رابطه توجه می شود که دهانه های تا ۱۸ متر را برای ضریبی از ۳ متر و  
بلندتر از ۱۸ متر را برای ضریبی از ۶ متر طراحی نماییم.

اندازه دهانه ها و فاصله ستونها اساساً به روشها و مراحل تولیدات کارگاه، محل رفت و آمد جرثقیل و سایر  
انواع تسهیلات حمل و نقل بستگی دارد.

تجرب نشان داده است که برای ساختمانهای بدون جرثقیل دهانه چشمه ۹x۹ متر تا ۱۲x۱۲ متر اقتصادی  
می باشند. بارهای سقفی غالباً «اندازه چشمه» را مشخص می کنند. با کمتر نمودن بار سقف می توان بدون  
افزایش شدن هزینه چشمه ها را بزرگتر نمود. چنانکه می دانیم انتخاب سیستم دیوار وجود یا عدم وجود ریل جانبی  
را معین می کنند. در صورت نیاز به ریل جانبی باید از ناودانی و زرد استفاده شود تا به معیارمان یعنی یک  
ساختمان سبک برسیم.

بر اساس هر دو جنبه مقورات مقاومت و شیبی اقتصادی ترین دهانه برای ریل جانبی سبک ۹ متر است  
اگر چشمه های بزرگتری بکار روند نیاز به ستونهای مقاوم در برابر بار خواهد بود.

از مطالب فوق می توان دید که یک دهانه و چشمه ۹x۹ متر اقتصادی ترین می باشد این مطلب  
مخصوصاً موقعی صحیح است که نسبت پیرامون به مساحت ساختمان بالا باشد. مثلاً یک ساختمان

طولی لاغر، دارای نسبت پیرامون به مساحت بسیار بالایی است. برای ساختمانهای با نسبت  
پیرامون به مساحت بالا، فولاد دریل های جانبی نسبت به ساختمانهای با نسبت پیرامون به مساحت

پایین، در هزینه بزرگتری از هزینه ساختمان را تشکیل می دهد. برای ساختمانهای با نسبت پایین پیرامون  
به مساحت، مانند ساختمانهای مربعی یا اندازه های خیلی بزرگ در هدی از فولاد که باید در قاب بندی

دیوار وارد شود، دارای ضریب کمی در کل هزینه می باشد. بنابراین مدول ۱۲x۱۲ متر می تواند برای  
ساختمانهای مربعی بزرگ اقتصادی باشد.

در هنگام استفاده از شالوده های سطحی شرایط خاک اثر اصلی بر روی انتخاب چشمه های ۹ متری و

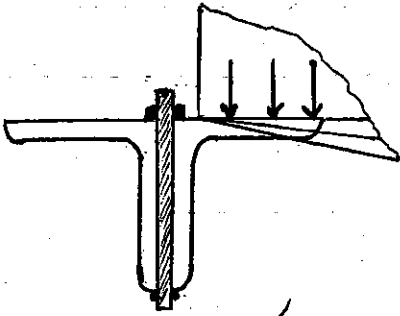
۱۲ متر ندارد. زمانی که دارای خاک خیلی ضعیفی می باشیم و شالوده های عمیق مورد نیاز است چه کمتری  
کنند تره به خاطر این که تعدادش لوده ها را محدود تر می کند، اقتصادی تر می باشد.

۱-۲-۳) سیستم های سقف سازی و پوشش آن!  
کنند پوشش ساختمان که برای جدا کردن فضای گرم و سرد طراحی می شود همراه با اعضایی که آنرا حمل می کند  
بنام پوشش خوانده می شوند و فریبدهای ثانویه، لایه ها، نورگیرها و غیره بنام سقف خوانده می شوند.  
حمل اصلی سقف محافظت فضای داخل در مقابل عوامل جوی و انتقال بار به اعضایی باربری باشد.  
سیستم سقف بندی و پوشش ساختمان، یکی از گرانترین قسمتهای ساختمانهای صنعتی می باشد و بار  
در طراحی و انتخاب آن دقت کافی نمود. طراحی یک سقف برای بار ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع به جای  
۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، در مساحت های بالا هزینه بسیار زیادی برای ساخت آن به همراه خواص مثبت  
در ساختمانهای صنعتی، دو نفع سقف سازی را می توان مشخص کرد:

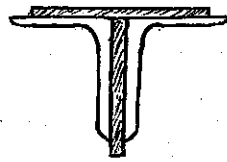
- ۱) سقف گرم یا دارای عایق حرارتی
- ۲) سقف سرد یا بدون عایق حرارتی

سقف سازی گرم شامل دالهای باربری، مواد عایق حرارتی، یک لایه قیر چسبده، یک لایه عایق رطوبت  
مانند قیرگونی یا مسطح و یک لایه آسفالت ساخته شده، می باشد.  
نوع دیگر سقف ها یکی با لایه و دیگری بدون لایه می باشد. در نوع اول اعضایی باربری ممکن است  
دالهای بتن مسلح پیش ساخته استا ندارد یا دالهای بتن یا سبیلکاتی مسلح فوم دار و غیره باشد.  
این دالها بر روی لایه ها قرار می گیرند و لایه ها نیز به نوبه خود در گره ها بر روی خرپاها قرار گرفته و بارها  
را به آنها منتقل می نمایند. رایج ترین طول یک دال که پانل های خرپا مانیز محین می کند، سه متر می باشد.  
نوع دوم سقف که رایج تر می باشد بدون لایه می باشد شامل دالهای بتن مسلح استا ندارد با ابعاد  
بزرگ می باشد این دالها مستقیماً روی یال فوقانی خرپا یا تیر در چارچوب قرار می گیرند. آنها را به وسیله جوش  
انتهای نشیمن های کوتاه می که در داخل دال قرار گرفته به یال فوقانی خرپا یا ستون منتقل می نمایند.  
دالهای بزرگ را نیز با مواد عایق حرارتی، عاده چسبده و یک لایه عایق رطوبت می پوشانند.  
وقتی که دالهای بتن مسلح بر روی نشیمن های خرپا قرار می گیرند، جوش بال سردنی نشیمن یال فوقانی  
خرپا نباید تراشیده شده باشد چون با افزایش تغییر شکل نشیمن و دال، فشاری که تا این دال به آنها می  
بال نشیمن منتقل می شود، فقط لازم می باشد که از ریش نشیمن که از فشاری که تا این دال حاصل می شود

جلوگیری نمود. به این دلیل باید همراه با این نسبت های یال فوقانی فریادهای از درجه های اتصال به ضمیمه ۵ تا ۱۲ میلیمتر که بر روی قرار می گیرند استفاده نمود. شکل ۱-۱-۲-الف-۲-ب

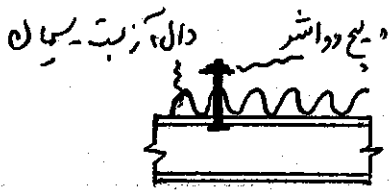


شکل ۱-۲-الف

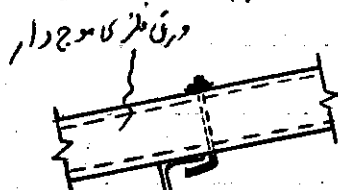


شکل ۱-۲-ب

ستف سرد در کارگاه های گرم و سرد ختم های سرد بکار می روند. این ستف از درجه های موج دار است. میزان با مقادیر تعویب شده یا در بعضی اوقات از درجه های موج دار فلزی یا درق کلبیاری چه که بر روی لایه ها قرار می گیرند، تشکیل شده است:



الف



ب

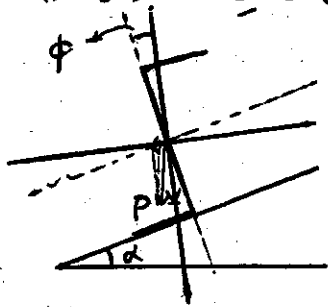


ج

در این که هر مستطیلی دارای محورهای اصلی است و در هر شکل محورهای اصلی نسبت به محورهای وضعی (X و Y) دارای زوایای دوران هستند که مقدار آن برابر است با:

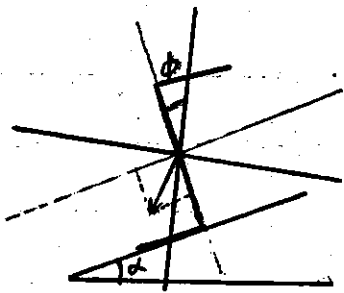
$$\tan 2\phi = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x}$$

اگر پروفیل Z را روی سطح سبب داری به زاویه  $\alpha$  قرار دهیم و بار قائم را به آن موثر بر این با توجه به شکل که خواهیم داشت دو حالت زیر را: (نمودی P بر مرکز ثقل پرفیلین Z عبور می کند):



الف -  $\alpha < \phi$  :

ها تصور که مشاهده می شود در این حالت پرفیلین باید از بالای سبب نگهداری شود و پرفیلین های با  $\phi$  کوچک مناسب برای سبب های کوچک هستند تا مقدار مولفه در جهت منفی پرفیلین هر چه کمتر باشد.



ب -  $\phi > \alpha$  :  
 همانطور که مشاهده می شود در این حالت پرلین باید از پوئین  
 سبب نگهداری شود و پرلین های  $\phi$  زیاد مناسب برای  
 سبب های زیادتر می باشند.

نکته اساسی که در مسئله فوق وجود دارد محل تاثير نسبی  $\phi$  است که با فرض سوئر بودن آن بر مرکز نقل پرلین  
 نتایج فوق حاصل می شود. نکته تاثير  $\phi$  نامعنی از پرلین بوده که به عواملی از جمله فتهامت پرلین  
 عرض بال آن، شیب بال و شیب درون روی پرلین بستگی دارد. بدین معنی که در پرلین های لاغر عمل درود  
 بار  $\phi$  راجح تر است. حال آن فرض کرد و پرلین های شیب تر می توان آن را در فاصله از جان گرفت.  
 این مسئله باعث می شود که در مواردی که حد تشخیص وجود ندارد پرلین ها را هم از پایین و هم از بالا  
 نگهداری کنیم.

برای اطمینان از جاری شدن آب، سقفها معمولاً بر اساس نوع پوشش باید دارای سبب باشند. سبب که  
 زیر یا عموماً برای سقف بکار می برند:

برای سقفهای دارای قیرگونی یا مشمع	الی	$\frac{1}{3}$
بادال موج دار آزست سیمان	الی	$\frac{1}{4}$
بادرتهای موج دار فلزی	الی	$\frac{1}{5}$

علت کم استفاده کردن دالهای بتنی مسلح با دانه های بزرگ و وزن سنگین آنها می باشد که باعث انتقال  
 از مقدار زیادی فولاد در اعضای باربر می باشد. برای سبک کردن وزن سقف بهتر است که از درتهای  
 آلومینیومی استفاده نمود.

فریادهای سقف گاهین اوقات نورگیرهای سقفی را نیز حمل می کنند. نورگیرها را می توان به صورت درجه ای  
 در طول ساختمان یا در عرض ساختمان به وجود آورد. با رکن سقف به وسیله فریادهای سقف از لایه  
 و نورگیرها را مستقیماً توسط دالهای بتنی مسلح متصل می کنند.

اگر جرقه‌ی بر روی سیستم سقف سازی پوشش آن  
 اجزا نه نمودن جرقه‌ی در یک ساختمان صنعتی، غالباً اثری بر روی سیستم اصلی پوشش سقف ندارد.  
 ساختمانهای جرقه‌ی دار دارای حرکت می‌باشند و هر چیزی در سیستم سقف که ممکن است تحت تأثیر  
 چنین حرکتی قرار گیرد باید به وقت ارزیابی گردد. مفهوم کلی چنین است که تمام جزئیات، مثلاً لکه  
 تکه‌ها، انتهای وصلات و غیره به وقت وارسی گردد تا احتمال لغزش دم یا جرقه‌ی حرکت گردد.  
 نیروهای جانبی جرقه‌ی بر روی سیستم‌های مهاربندی سازه‌های تکیه‌گاه‌ها سقف‌ها خواهد بود است

۱-۲-۴) سیستم‌های دیوار:

کلیات: بر اساس ارتفاع و مساحت کل ساختمان صنعتی و مصالح دیواری تواند بر ارضی از هزینه‌ی زمین  
 سیستم یک ساختمان صنعتی باشد. سیستم دیوار، برای یک پروژه، می‌تواند به خاطر دلایل متعددی انتخاب  
 گردد و ممکن است هزینه‌ی آن تا سه برابر اقراسین یا بدتر سیستمهای دیوار عبارتند از:

- ۱) پانلهای فلزی مونتاژ شده در پانل کار
- ۲) پانلهای فلزی مونتاژ شده در کارخانه
- ۳) پانلهای بتن پیش‌ساخته
- ۴) دیوارهای بتنی با ارتفاع کامل نیمه

یک سیستم دیوار محصور ممکن است به خاطر یک یا چند دلیل مشخص نسبت به بقیه ارجح باشد:

- |                      |                     |                            |
|----------------------|---------------------|----------------------------|
| ۱) هزینه             | ۲) ظاهر             | ۳) سادگی                   |
| ۴) سرعت نصب          | ۵) خواص عایق بندی   | ۶) کنترل گرد و خاک         |
| ۷) سادگی توسعه آینده | ۸) رفتار سطوح داخلی | ۹) ملزومات تعمیر و نگهداری |

در این قسمت به دلیل استفاده دیوارهای بتنی در سیستم‌های پوشش جانبی و کارایی و کم‌مصرفی این  
 سیستم نسبت به سیستم‌های متداول دیگر فقط این نوع پوشش به طور خلاصه آورده می‌شود.

دیوارهای بتنی برای پوشش جانبی:

استفاده از دیوارهای بتنی آجری و بلوکی در ساختمانهای صنعتی بسیار معمول است. امروزه ساختمانها

بنایی دارای تنوع وسیعی از شکل، اندازه، بافت، رنگ و نمایی باشند. در ساختمانهای با مصالح بنایی و طاق  
فرست و اسکانات قابل ملاحظه این برای ایجاد صرفه جویی و بدست آوردن طرح آهنگاری دارد.

مزایای عمده استفاده از دیوار بنایی عبارتند از:

- (1) یک طیف وسیعی از رنگ، بافت و نما قابل دسترس است.
- (2) دیوارهای بنایی ذاتاً اقتصادی می باشند.
- (3) دارای انعطاف پذیری بیشتری برای آکراش، کنترل اندازه ها، تطابق راحت برای هماهنگی با مصالح چینی بوده و برای قالب بندی مجدد آئینده و توسعه دارای انعطاف زیادی می باشند.
- (4) به راحتی قابل تقویت کردن می باشند (مانند مسلح کردن دیوار).
- (5) دیوارهای بنایی می توانند به صورت دیوارهای برش بارزشی برای مهار گسوها و تحمل بارهای جانبی بکار روند.
- (6) نمایی این دیوارها را می توان پرداخت نمود به این دلیل به راحتی قابل نگهداری و تعمیر و کنترل ملزومات گردو خاک می باشند.

اما در کنار این مزایای عیوب این دیوارها عبارتند از:

- (1) مصالح بنایی نسبتاً دارای مقاومت خمشی پائینی می باشند.
- (2) دیوار که به طور معمول برای تحمل بارهای بار عادی مقاوم می باشند اما انواع بارهای ضرب ای داخلی می توانند باعث انهدام آنها گردند.
- (3) برای استفاده از گس های مصالح ساختمانی، بر اساس این که دیوار بنایی قبل یا بعد از قالب فلزی نصب شود باید بررسیهای ویژه ای انجام گیرد.

۱-۲-۵ سیستم های مهار بندی ساختمانی صنعتی:

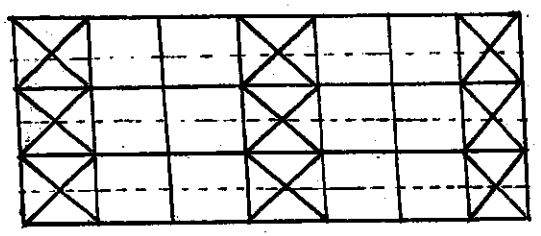
برای تأمین صلبیت قصای قاب بندی یک سالن صنعتی و پایداری اعضای قابها از مهارهای گره بین قابها نصب می شوند استفاده می گردد از میان آنها، مهار بندی افقی در سقف یا لهای فوقانی و کمانی خرابی های سقف و مهار بندی قائم بین فریها و دستبونها دارای اهمیت بیشتری می باشند.



اهداف اصلی استفاده از مهارندی عبارتند از :

- 1) جلوگیری از تغییر شکل بی سازه در زمان بهره برداری و مراحل نصب
- 2) تأمین پایداری اعضای فشاری
- 3) توزیع تمام بارهای افقی و مقاومت در مقابل آنها

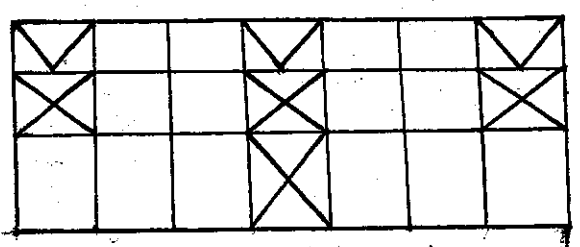
مهارندی در تراز یال فوقانی سقف پایداری را در جهت عمود بر صفحه شان تأمین می نماید. در شکل مندی از محل این نوع مهارندی در تراز یال فوقانی یک سقف بلاپ نشان داده شده است :



شکل ۱-۲-۵-الف - مهارندی یال فوقانی سقف

در سقفهای بدون لایه وزقانی که دالهای بتن مسلح بزرگ به یالهای فوقانی فریابها جوش داده شده اند، مهارت سقف چنان بالاست که به نظر می آید به نصب هیچ گونه مهارندی نیازی نمی باشد به هر حال با در نظر گرفتن نیاز به تأمین مهارت کافی اعضای در مدت زمان نصب دالها، لازم است که در تراز یال فوقانی فریابها در طرفین مهارندی می تعبیه کنیم.

مهارهای نزدیک گامها و گامین اوقات در زیر اعضای قائم انتهایی و شور که باید نصب گردند. از این مهارها برای اتصال یالهای فوقانی فریابها می نیز استفاده می شود.



شکل ۱-۲-۵-ب - مهارندی یال تحتانی فریابها و دالها

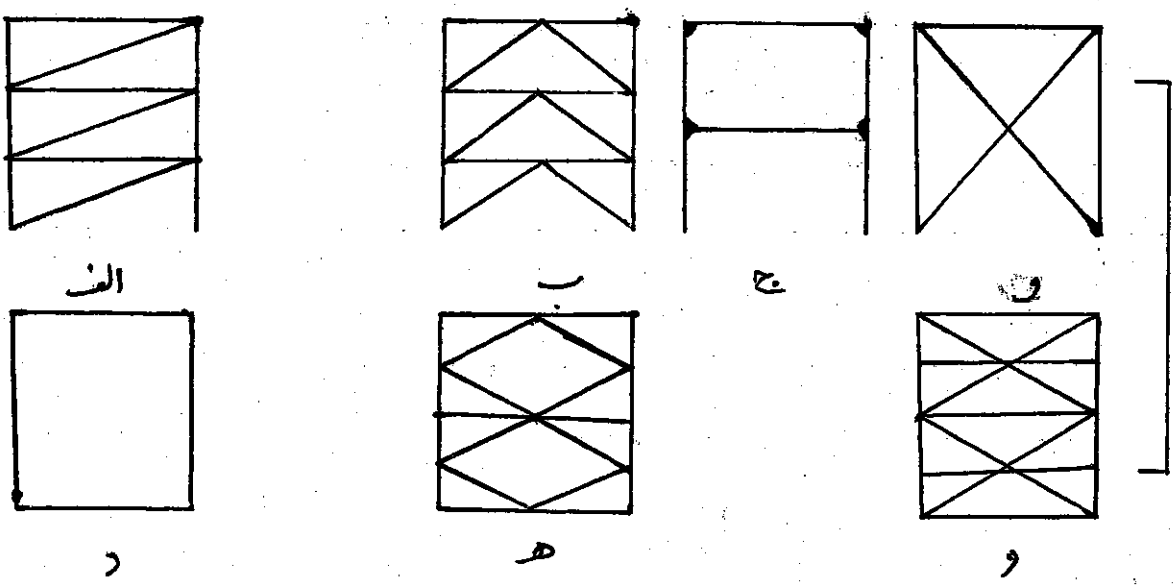
ضریب لاغری یال فوقانی بین نقاط مهار شده در مدت زمان نصب دالها نباید از 200 تجاوز نماید. برای اتصال مهارها و یال فوقانی فریابهای سقف از نوع استفاده می شود. در تراز یالهای پاشن فریابها در امتداد طول و عرض سالن (شکل ۱-۲-۵-ب) مهارهایی تعبیه می شوند. در مهارهایی که در امتداد عرض سالن بکار می رود، یالهای تحتانی فریابهای مجاور به صورت یالهای فریابهای باد

عمل می کنند به منظور اقرار این صلبیت سقف مهاربندی پایین در جهت عرض تقسیم می شوند.  
 مهاربندی افقی طولی در تراز یا ل تحتانی فراموشی سقف اصولاً برای تسهیم کردن دانه های مجاور در  
 مقاومت در مقابل بارهای موضعی نظیر حرکت عکس روند. این موضوع در هر حال بدون توجه به نوع  
 قاب بندی ساختمان صادق می باشد. مهاربندی سقف به نرده های جانبی اجازت می دهد که به قاب های  
 کناری نیز برسند. این انتقال بار جانبی باعث تقلیل گنگ های ستون قاب بارگذاری شده خواهد شد.  
 به هر حال باید توجه کرد که در رازده های با قاب هلب گنگ های قاب نمی تواند پس از گنگ های حاصل از باد  
 کاهش داده شود.

همچنین اضافه کردن مهاربندی سقف باعث تسهیم بار بین قاب های ستون های مجاور قاب بارگذاری شده  
 حرکت خواهند کرد و بارها بین آنها تقسیم خواهد شد. چون سختی مهاربندی سقف در انتقال بار به  
 قاب های مجاور بسیار مهم است، به ترتیبی که برای اعضای مهاربندی به جای مثل گردازش یا مقاطع T استند  
 شود. این مهاربندی دارای اهمیت زیادی در کارگاه های با شرایط بهره برداری سنگین و کارگاه های سنگین بود.  
 سقف بندی صلب و تشکیل شده از صفحات آرمه ای میان و در تراس فولادی، می باشد.

با دودخانه یا تیر به نصب مهاربندی افقی در تراز یا ل تحتانی ضایعات در طول ردیف های میانی ستونها در هر دو دانه  
 نمی باشد. به هر حال اولین یا نل یا ل تحتانی را باید بوسیله مهارهایی تقویت نمود تا یا ل مورد نظر بتواند  
 به عنوان تکیه گاه عضو مورب مایل فای را ضایعات مورد بر صحتش عمل کند.

انواع مهاربندی های که در ساختمان های صنعتی استفاده می شوند را می توان به صورتی که در شکل آمده است نشان داد.



الف - مهار بندی به شکل  $n$  :  
 قطعات قطری متناوباً گسسته یا فاری هستند. این قطعات را باید برای نمایش گرامی نمود.  
 ب - مهار بندی به شکل  $k$  :

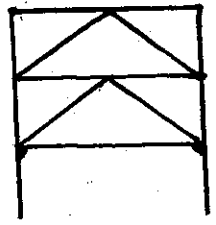
شکل مهار بندی به شکل  $n$  می باشد ولی طول نمایش مهار است، لیکن تعداد گره ها بیشتر است.  
 ج - مهار بندی کادری (الغیالات طلب) :

در این صورت نیروهای افقی را آن ب دو طبقه که خود را بر این مهار است به صورت نفس منتقل می کنند.  
 د - دیوار برشی : در این نوع انتقال نیرو بصورت برش دیوار برشی یا دیوار بار بصورت می گردد لیکن به دلیل اینکه ممکن است دیوارها در آینده توسط مالت برداشته شوند، نمی توان زیاد اعمی داشت.  
 ه - مهار بندی لوزری :

در این نوع مهار بندی نیز قطعات مهار بندی تحت کشش یا فاری می باشد.  
 و - مهار بندی به شکل ضربدری :

وقتی که برای مهار بندی از شبکه ضربدری استفاده می کنیم، فرض می شود که بارهای وارده در هر طرف فقط به وسیله اعضای مورب گسسته تحمل می شوند، در حالی که اعضای فاری باری را تحمل نمی کنند. چنین فرضی وقتی صحیح است که فتریب لاغری اعضای خنجر بزرگتر از 200 باشد. به این دلیل قطعات مهار ضربدری را تماماً به صورت تک نشی گرامی می نمایند. در موقع کنترل فتریب لاغری قطعات گسسته قطری مهار بندی های ضربدری که از یک تک نشی ساخته می شوند شعاع برآیند نشی بر اساس محور موازی ساق آن گرفته می شود.

همچنین مهار بندی می تواند به صورت مخلوط یعنی ترکیبی از مهار بندی های بالا باشد مانند شکل زیر که ترکیبی از مهار بندی های کادری و ضربدری می باشد :



مهار بندی مخلوط (کادری +  $k$ )

مهار بندی قائم بین خرابی ها را معمولاً در محل تکیه گاه های فریجاها (بن سونام) و میان دیوارها یا زیر اعضای عمودی بزرگتر نصب می کنند. نصب این مهارها در تمام طول کارگاه در محل هایی که مهارهای افقی جانبی در برابر تحماتی خرابی نصب شده اند قرار می گیرند.

در آن ذکر می شود که هدف اصلی نصب مهار در آن قائم تا من یا بداری یک عضو تقوایی، شامل دو فریب یا نیروی سقف و مهارهای عرضی در تراز یا بالهای فوقانی و تحتانی فریب های باشد. مهار بندی قائم به شکل ضربدری یا تک نشی طرزی می شوند که همیشه با یک عضو افقی ساده و یا به شکل فریبی کوچک با یک شبکه ملتی همراه است.

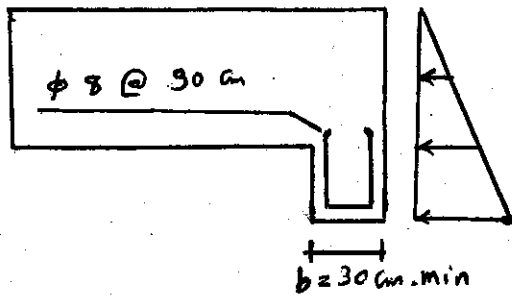
۱-۲-۶) فونداسیون ساختمانهای صنعتی:

در قاب های سبب دار، فونداسیون از اهمیت خاصی برخوردار است. چرا که فونداسیونها معمولاً دچار نشستهای افقی هستند. در حالی که بار قائم آنها خندان بزرگ نیست. برای جلوگیری از نشست های قاب و فونداسیون معمولاً پیش بینی های لازم انجام نمی شود. در مواردی نیز با گذاشتن کس های فلزی که در بتن دفن شده اند و یا سنا ترهای معمولی ساختمانی از این نشست جلوگیری به عمل می آید. تجربه حکم می کند که در محل اینگونه تقویدات یا بسیار بزرگ هستند و یا در اثر سهولت آنها در هنگام اجراء بی فایده می باشند.

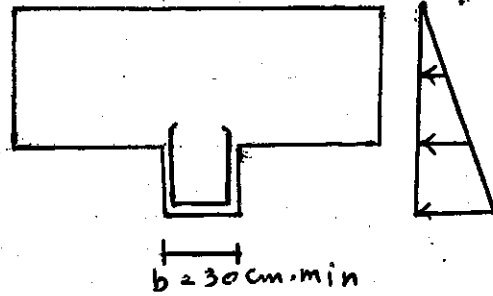
استفاده از فشار *passive* خاک می تواند در این موارد، بدون آنکه خرج واقعی اضافه ای انجام شود، مؤثر باشد. در صورت خاکهای خوب، بتن ریزی اگر چسبیده به سطح خاک برداری انجام شود می تواند مانند باندهای وارده مقابله کند. از این رو باید به مقاطع کاملاً سفارش لازم در این مورد داده شود که در خاکهای خوب از قالب بندی چوبی و غیره از خاک خودداری به محمل آمده و در خاکهایی که به علت ریزش نیرو به قالب بندی هستیم بعد از گرفتن بتن و برداشتن قالبها، تا فاصله مناسبی از فونداسیون که قبلاً با نظر مهندس محاسب خاک برداری شده، یا خاک خوب و باروشهای مناسب، پر و کوبیده شود. اضافه عرض بتن مگر نسبت به فونداسیون که در اکثر نقشه های مسابری دیده می شود، علاوه بر ازدیاد حجم خاک برداری باعث از بین رفتن اتصال مستقیم خاک و فونداسیون می شود.

استفاده از *key* در تراز فونداسیون بسیار مؤثرتر باشد و خرج انجام این طردرشی در مقایسه با یک شناژ عرضی که بین فونداسیون گذاشته می شود بسیار کم اما عمل آن مؤثرتر از آن است. طول این شناژ می تواند هم عرض فونداسیون بوده و بتن ریزی آن با فونداسیون یک جا انجام می شود و در صورتی که مقدار آن زیادتر گرفته شود، هم می تواند از گذاشتن آن، فاکتورهای برش در آن صرف

تکرار (شکل ۱-۲-۶ الف ب)



شکل ۱-۲-۶ الف



شکل ۱-۲-۶ ب

کفید برش هر خواهد بود در قسمت داخلی نوک ایون (به داخل دهانه قاب) باشد، تا در اثر نیروی افقی در قسمت کشتش واقع شود و نه فشار و مقدار سطح برش خاک نیز به این طریق زیاد گردد. (شکل ۱-۲-۶ ب)

۱-۳ انواع قابی صنعتی :

هنگامی که فرایین به ستونهای متصل و به وسیله آنها حمل می شود، سازه حاصل را قاب می نامند و معمولاً چون کاربرد آنها بیشتر در ساختمان های صنعتی است مشخصاً آنها را قاب صنعتی می گویند. اما قاب به سه حالت مختلف تقسیم شده اند :

حالت اول)

ستون در پایین مفصلی بوده و بالای آن با استفاده از مهارزانوی در مقابل چرخش گیردار است. در این حالت اتصال ستون به شالوده موری است که هیچ گونه تکیه بر شالوده تحمل نمی شود.

حالت دوم)

ستون در پایین گیردار و در بالا مفصلی است. در این حالت اتصال ستون به شالوده موری است که کلاً امکان هیچ گونه چرخش ستون نسبت به شالوده وجود ندارد.

حالت سوم)

ستون در پایین گیردار بوده و در بالا نیز به استفاده از مهارزانوی یا مهار خودز یا امکان چرخش ستون وجود ندارد. در این حالت نیز مانند حالت دوم اتصال ستون به شالوده موری است که کلاً هیچ گونه چرخش ستون نسبت به شالوده وجود ندارد.

۱-۳-۲) انواع ستونهای قابی چینی :

سه نوع ستون در سالن های چینی متمایز هستند که عبارتند از :

- ۱) ستونهای با مقطع ثابت برآلت دارد یا سکودار
- ۲) ستونهای پله ای
- ۳) ستونهای دوبله

۱-۴) بارهای طراحی قابی چینی :

- ۱) بار مرده سقف و پوشش آن
- ۲) بار برف
- ۳) بار مرده پوشش جانبی در صورتی که توسط قاب بندی عمل شوند
- ۴) بارهای قائم و افقی جزئی
- ۵) بار باد درونی پوشش جانبی و نورگیرها

با توجه به عوامل بالا انتخاب طرح و ابعاد سازه های چینی یک دهانه و چند دهانه سنگی به عواملی دارد که عبارتند از :

- ۱) مقدار بارهای جزئی
- ۲) ارتفاع کارگاه
- ۳) بار سقف (نوع سقف و مقدار بار برف)

فصل دوم

اتصالات درجی و کاسه دار (موس)

۱-۲

مقدمه:

اتصالات درجی قبلی ساختمانها از اهمیت بسیاری برخوردارند. علاوه بر عملکرد سازه ای سیستم تهویه مطبوع بر صلبه هوا و قابلیت اتصال ها در محل تلاقی آنها با شش، بکولت ساختمان و نصب این سازه که نیز که تا حد زیادی به صرفه اقتصادی در جابجایی آنها کمک کرده است، در موی طراحی اتصالات اجرایی و کارکردی عزیزان مقرر در طراحی ساخت و نصب سوله ها منحرف است. شماره از این سری اتصالات است. استاندارد موجود است که در این فصل سعی می شود نکات اجرایی که در طرح اتصالات این قبیل سازه که مطرح است به صورت یک مجموعه کار بردی عرضه گردد.

اتصالات اصلی یک قاب خمشی رایج در شرح زیر جمع بندی گردید:

- اتصال گوشه

- اتصال راس

- اتصال پایه

- اتصال لایه که به قاب اصلی

- اتصال اجزای باربری به قاب اصلی

در ادامه به شرح هر یک از اتصالات فوق می پردازیم.

اتصال گوشه

۲-۲

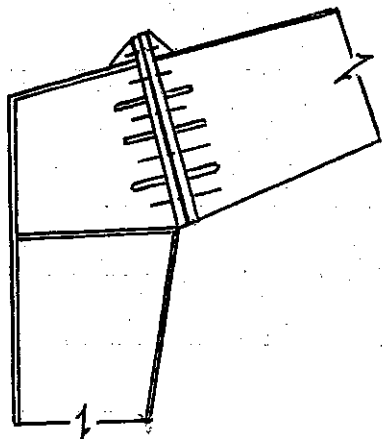
اتصالات گوشه نیز از محتملترین قسمتهای یک سازه صلب می باشد. در قابهای خمشی دریل گرفته در اغلب مریب به اتفاق موارد از مقاطع قائم چیده ای استفاده می شود. رفتار اتصال زانویی بار خنثی این قبیل اتصالات در برگیرنده ی مستقیم متفاوت است. در این قبیل اتصالات علاوه بر آنکه اتصال وضعیه دارد گنگ اتصالاتی در موش عوری و موی محدود تر را به ستون متصل سازد. نزدیک محل تار خنثی به این لایه خنثی و تغییر امتداد نیروی من موجب ایجاد یک سری تنش اضافی در اتصال و اعضای مجاور آن خواهد گردید.

اتصالات زانویی در قابهای خمشی دریل بکولت اجرا و سرعت نصب غالباً به صورتی بچسب در نظر گرفته می شوند.

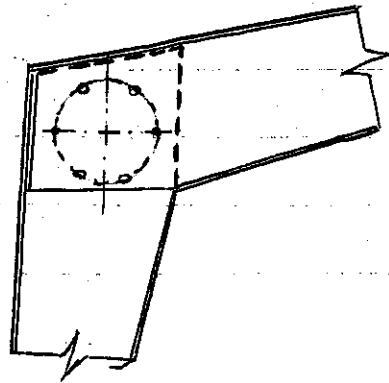
اتصالات زانویی در قابهای خمشی دریل بکولت اجرا و سرعت نصب غالباً به صورتی بچسب در نظر گرفته می شوند.

- اتصال صلب با ورق سرد (سلس الف)

- اتصالات سبب عتی (سلس ب)



الف) اتصال به ورق سر



ب) اتصال به غش

استفاده از اتصالات جوشی در کورته قلابی مستقیماً چیدمان میزبان غنیمت را برساند و دومی گاهی به علت زیبایی و پایداری بیشتر در کورته قلاب اتصالات جوشی به خصوص در آنچه های مختلف شکل استفاده به عمل می آید. در این کورته اتصالات تغییر استاندارد در این حالت ایجاد نیروی تماسی نخواهد شد. اتصالات جوشی زانویی ها فقط در مورد قلابی بارها استفاده می شود کاربرد دارد.

انواع اتصالات کورته قلابی:

- ۱-۲-۲ اتصال کورته به ورق سر
- ۲-۲-۲ اتصال به غش کورته
- ۳-۲-۲ اتصال کورته به جعبه سرد

۱-۲-۲ اتصال کورته به ورق سر

اتصالات با ورق سر که به این اتصال "منفی" نیز اطلاق می گردد از اصول اتصالات در زه های فلزی به باشند. این اتصالات که از انواع پیچیده اتصال محسوب می گردند از هر صفحه نسبتاً ضخیم تشکیل یافته اند که به انتهای اعضای متصل شونده جوش سرد شده اند. پیچ های اتصال از میان سوراخ های این صفحات عبور کرده اتصال را برقرار می سازند. برای صلبیت بیشتر اتصال، غالباً صفحه سر را بوسیله تعدادی نخ گت گتده تقویت می نمایند. کاربرد این اتصال اتصالات اعضای کششی، فشاری، و وصله تیرک و اتصال زانویی قلابی کا صلب بسیار محکم می گردد. شکل الف در قسمت ۲-۲ نمونه ای از اتصال با ورق سر را به نمایش می گذارد.



۲-۲-۲ اصول س عظمی گوشت

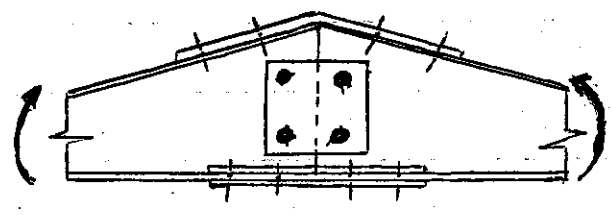
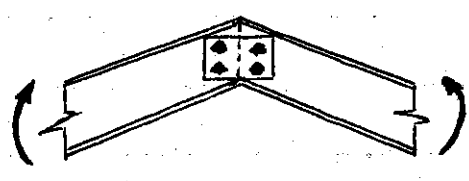
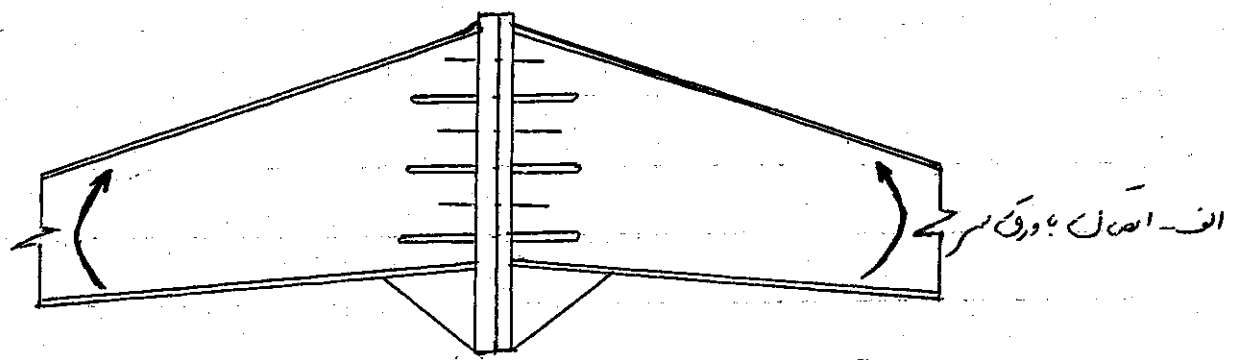
اصول س عظمی، است به اعضای که در سلسله ۲-۲-۲ به نایب درامه است به  
از اصوات نایب قابوی سیدار صغری (سوله) است. در این نوع اصوات نگر گوشت قاب صورت  
بیش و در اصل محل می گردد. همچنین که بر مرکز اصل اثر می کند در تمام ایجا ارتش برش می شود  
می نماید. این تنش برش با تنش ناشی از برش مستقیم جمع برداری می گردد و هیچ بیدار با شد بر آید این  
تنها را در برش محل نماید. در این نوع اصوات بهیچا معمولاً تحت برش تک تراز خواهند گرفت  
عنوانه اصول س عظمی گوشت در سلسله ۲-۲-۲ به نایب در آمده است

۳-۲-۲ اصول گوشت به ما چه بود

اصول گوشتی به سلسله ما چه بود که در این نایب درامه به علت صفت  
در باره در فاجای صغری کاربرد پیدا می کنند. اصول زانویی با ما چه بود که در معایسه با انواع دیگر اصوات  
گوشتی بزرگترین ظرفیت کشش و کمترین ظرفیت پر خشن را از خود بروز می دهد  
چون کیت قانون ساده است. استیک، از زمانی می توان نیروی محوری عضوی را به یک عضو غیر هم استوار آن منتقل  
کرد که در نقطه انتقال عضو را نمی توانه دوم نیروی عضو اول را جذب کند. عنوانه این نحوه انتقال نیرو را در زانویی  
های مربع یا ما چه ای مستقیم یا تحت کشنده افقی یا قطری می توان دید. به عبارت دیگر هرگاه نیروی به خاطر شکل  
هندسی اعضاء مجبور به تغییر جهت باشد بدون شک مؤلفه دیگری از نیرو بوجود می آید که باید بر سبیلای جذب گردد  
در اصل زانویی با ما چه بود، که در آن نیروی داخلی با سبیلای تغییر استوار می دهد، مؤلفه دیگری نمود بر  
استوار با سبیلای تولید می شود. این مؤلفه ها را مؤلفه های شعاعی نیروی داخلی ما چه می نامند. نیروی که در باطن داخلی  
یک زانویی دایره شکل وجود دارد از نیروی که در باطن خارجی اصل موجود است بزرگتر است علت این  
موضوع شعاع کوچکتر باطن داخلی است. از طرف دیگر باطن داخلی در گوشت قابوی معمولاً تحت فشار نیز  
می باشد. بنابراین نیروی شعاعی باطن داخلی به صورت فشاری بوده و در جان ایجا ارتش فشار می نماید  
بنابراین نیروی فشاری شعاعی وارد بر واحد طول، تا جایی از نیروی داخل باطن فشاری و شعاعی هم داخلی  
خواهد بود. این نیرو در دست شبیه نیروی فشاری است که از یک شمشیر بر میخ یک چرخ دوار وارد می شود.  
هر چه تغییر جهت نیرو ناگهانی تر باشد نیروی شعاعی حالت مفرکزتری بخود می گیرد و در حالت صوری به  
یک زانویی شکسته تبدیل می شود.

### ۳-۲ - اتصالات رأس

تیر شیدار سقف سوله‌ها، اغلب در اس و در دهانه‌های بزرگ گاه در راه گوش و اس دارای اتصال می‌باشند. این اتصالات اگر تیر در محل اتصال زیاد باشد اغلب از نوع اتصالات محفظه سر یا وصله کی‌بان و جان در نظر گرفته می‌شوند (سنگری الف و ب). گاه که تیر چوبی در نقطه اتصال یا رأس قاب کوچک است تحت اثر وزن اتصالات جان استوار می‌شود که بهم وظیفه اتصال تیر و هم نیروی برشی را بر عهده دارد (مثل پ). این نوع اتصالات از انواع اتصالات برشی خارج از مرکز هستند.



ب - وصله جان

ج - وصله جان

### ۴-۲ اتصالات پایه

اتصالات پایه در اغلب سازه‌های صنعتی یا سقف شیدار (سوله) متصل هستند. آنها در بعضی سازه‌های بلند در دهانه‌های بزرگ، یا سازه‌های دارای جرقش سنگین اتصالات مقاوم در برابر عرضش به کار گرفته می‌شود. در چنین مواردی باید دقت کرد که سیستم باید در حالت متوازن تحمل نتایج ناشی از سوزن‌زاد شده باشد. پیچ‌های مهارتی در اتصالات صنعتی پایه قایم آنها برای تحمل نیروی برشی مهارت پایه طراحی می‌شوند. معمولاً از نیروی اصطکاکی بین سطح تماس محفظه زیر ستون و پایه در طراحی پیچ‌های مهارتی صرف نظر می‌کند. این پیچ‌ها غالباً از میلگردهای ساده و دندانه‌دار از آن‌ها تورها که آجدار که با ماشین تراش درنده شده اند ساخته می‌شود. قبل از ایجاد درنده معمولاً یعنی دو میلی‌متر از روی سطح بار برداشته می‌شود که این بر برداری از قطر و مقاومت سطح خواهد بود. در طراحی پیچ‌های مهارتی برای برش، خاصیت سطح مقطع آن به علت براده برداری و درنده کردن باید در نظر گرفته شده و سطح مقطع زیر درنده‌ها مبنای کار قرار گیرد. در حالتی که اتصال فقط برای نیروهای برشی پایه قاب و عین العمل قائم ستون طراحی می‌شود.

انبار صفحہ زیر ستون غائب لوجیت و در حدود اندازہ جمع پانین کاب جانی خواهد بود. فضا صفت صفحہ نیزہ نسبت کم خواهد بود  
 برای سمولت نصب اندازہ سوراخهای صفحہ پای ستون را معمولاً ۴ تا ۸ میلی متر بزرگتر از قطر سوراخ در نظر می گیرند  
 در مقام نصب برای تراش کردن قاب معمولاً صفحہ زیر ستون را بر روی تعدادی صفحہ نظری یا کوه قرار می دهند. سپس برای  
 یکپارختن شدن توزیع تنشها بر روی پی فاصله بین صفحہ زیر ستون و سطح بالای پی را که گاه به چند سانتی متر می رسد  
 به مدت روان منبسط نموده بمانند تیرهای می نمایند.

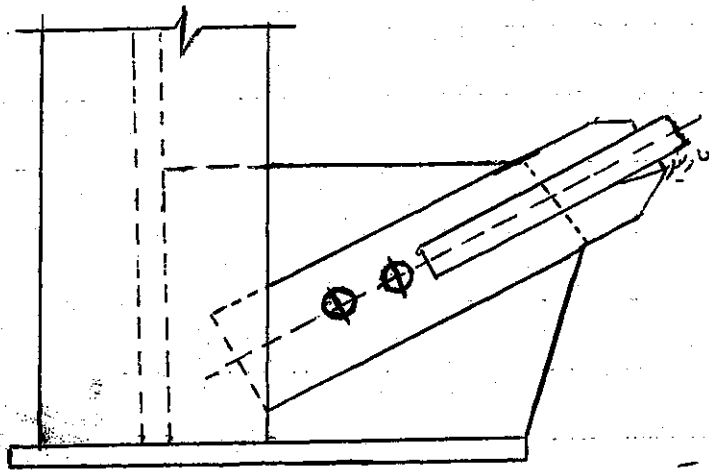
۲-۵ اتصال تیرچه به قاب

تیرچه های کاب جانی صفحہ نه به آنرا بر این یا لایه نیزه صفت می شود غایب از  
 تیرچه های سرد هم سوره مانند زرد می ساخته می شوند. کاب جانی نیز از تیرچه های نورد گرم سوره نادرانی یا I برای I  
 منظور استفاده می گردد. در هر صورت اتصال تیرچه ها به قاب اصلی غایب اتصال کاب است که تنها مولفه موادی  
 سطح سیدار عسل اجمل تنگ سبک است. در طول مدت بار زرد تیرچه با بارها که سوره محلی می کند. این  
 اتصال معمولاً به یک جزئیاتی که "گوشواره" نامیده می شود به تیر تنگ متصل می گردد.  
 اتصال تیرچه به گوشواره اثر آدیجی و اتصال گوشواره به قاب غایب جوشی است. به خاطر سازه نصب  
 قابی که تیر تنگ چهار جایی دارد اتصال تیرچه به قاب را در یک طرف با سوراخهای لوبیایی یا بزرگ اندازہ برقرار  
 می سازند. در چنین حالتی اتصال تیرچه با قاب معمولاً در حالت عمودی به علت به طرز بی بیش از  
 یک سوچ در اتصال اتصالی تیرچه ها و فاصله بین پیچها که با زوی نظری را فراهم می سازد اتصالات تیرچه ها صحت  
 می تواند نظر محلی نماید و می معمولاً از این ظرفیت در جهت اطمینان صرف نظر می گردد. جوش اتصال گوشواره به قاب  
 سوره اسمی و پیچ اتصال تیرچه به گوشواره معمولاً دارای قطر ۱۰ یا ۱۲ میلی متر می باشد.

۲-۶ اتصال مهار بند

مهار بند کاب جانی صفحہ نه از جنس فیبرج های نورد سوره سبک مانند بشمی یا  
 نودانی و یا از جنس میلگرد می باشد. اتصالات مهار بند های بشمی و نودانی حالتاً شبیه اتصالات خرجه ها است  
 مهار بند کاب جانی سوره از میلگرد به قطر وزن کم، امکان پیش تنیده کردن و سبکی اتصالات آن  
 بر استفاده از این نوع مهار بند برای کاب جانی صفحہ سبک شمار می آیند. روش جوشکاری به قطر معمولاً  
 عضو کششی مهار بند است. استفاده از پیچ (بست توربند) برای پیش تنیده کردن آن است معمولاً از پیچ  
 شماره ای که معروف قطر میلگرد هم تعداد کششی با آن است نامیده می شوند. پیچ علاوه بر امکان پیش تنیده سازه  
 میلگرد امکان مقداری اعطاف در پی سبب طول مهار بندها و سخت آنرا را فراهم می سازد.  
 اتصال میلگرد های مهار بندی با پیچ به قاب بگنک صفحات اتصال بولوس سوره به قاب و

انواع پیچ‌های صنعتی و انواع پیچ‌های ساختمانی



الف - اتصال چوبی به قاب

در مورد اتصال چوبی به قاب و سایر موارد، باید در نظر داشت که در این نوع اتصالات، پیچ‌ها باید در جای مناسبی قرار گیرند تا از خوردگی و پاره شدن چوب جلوگیری شود. همچنین باید در نظر داشت که در این نوع اتصالات، پیچ‌ها باید در جای مناسبی قرار گیرند تا از خوردگی و پاره شدن چوب جلوگیری شود. همچنین باید در نظر داشت که در این نوع اتصالات، پیچ‌ها باید در جای مناسبی قرار گیرند تا از خوردگی و پاره شدن چوب جلوگیری شود.

این نوع اتصالات معمولاً برای پیچ‌های ساختمانی و صنعتی کاربرد دارند.

## فصل سوم - جزئیات اجرایی

در دو فصل قبل درباره کلیات و اعضای سوله و سیستم‌های مختلف انتقال و فنآوری صنعتی نفتی و طیفی ذکر شد.

در این فصل به جزئیات اجرایی سوله‌ای که عکسهای آن نیز آورده شده‌اند پرداختیم و در کنار طرح مسایل اجرایی به سیستم‌های بندی و نوع اعضای این سازه و اتصالات آن اکتفا به این کتاب خواهیم داشت.

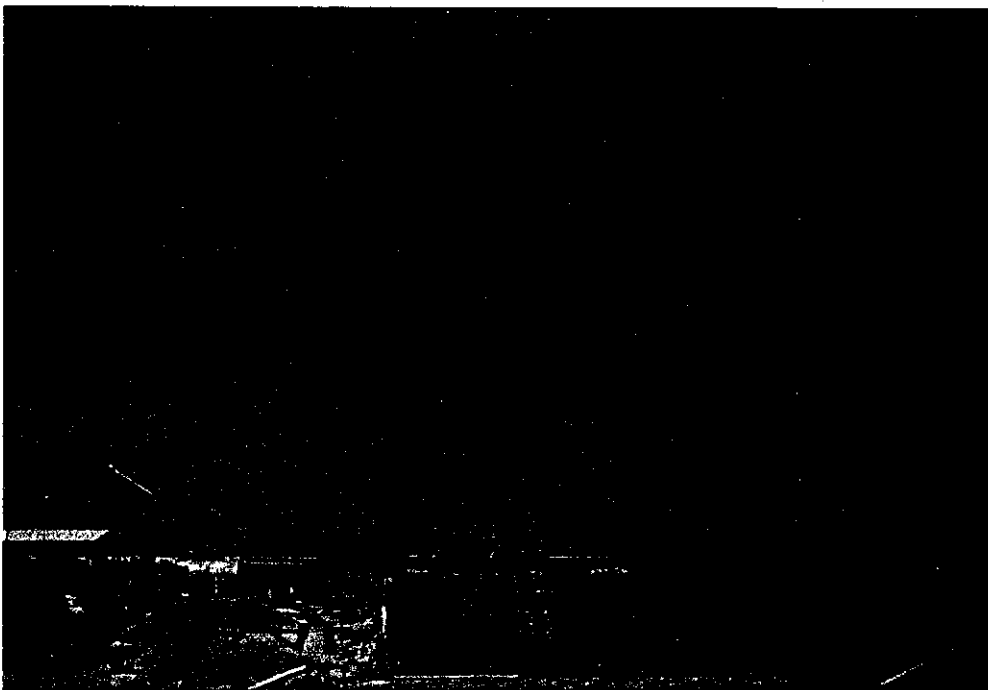
### مشخصات و محل اجراء سوله:

سوله مورد بحث مربوط به کارخانه تولید سیستیمهای احیاء نوزاد (توسان) می باشد که محل احداث آن واقع در شهرک صنعتی هشتگرد واقع در ۶۴ کیلومتری تهران می باشد.

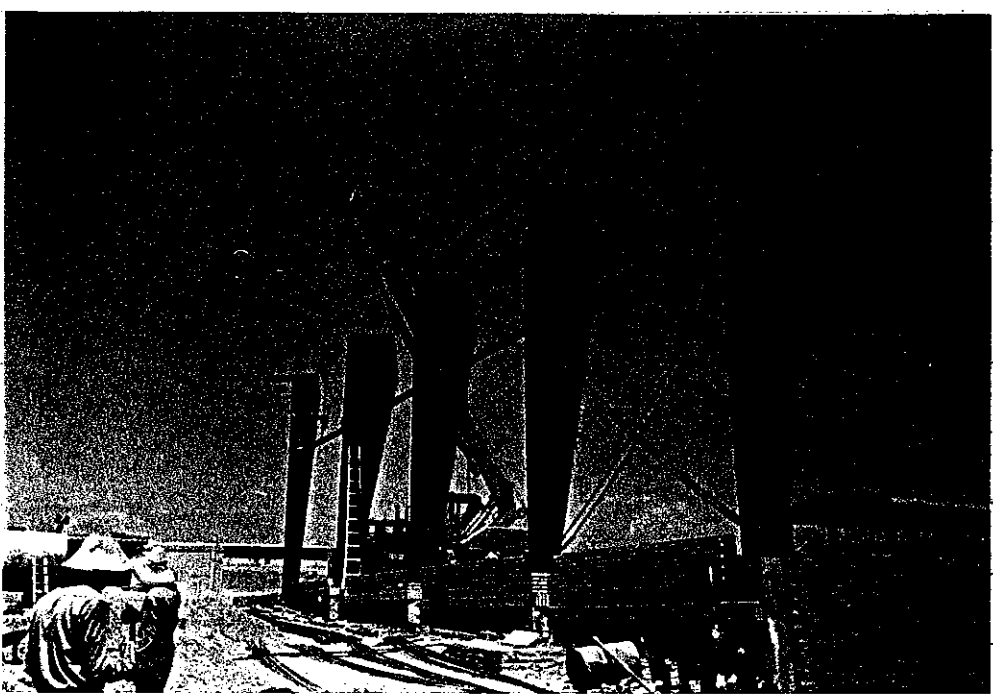
مساحت تقریبی مذکور در کارخانه می باشد و مشخصات آن به نوارهای هشتگرد حمل شده است. دهانه سوله مذکور ۳۵ متری می باشد که سوله بدون ستون در وسط دهانه طراحی شده است.

تب سوله از نوع اول می باشد (که در بخش ۱-۳-۱ آورده شده است) و بادری می خفته شده است. اتصالات تیرها به ستونها از نوع اتصالات زانویی یعنی به صورت انتقال صلب بادری می باشد که در قسمت ۲-۲ شرح داده شده است.

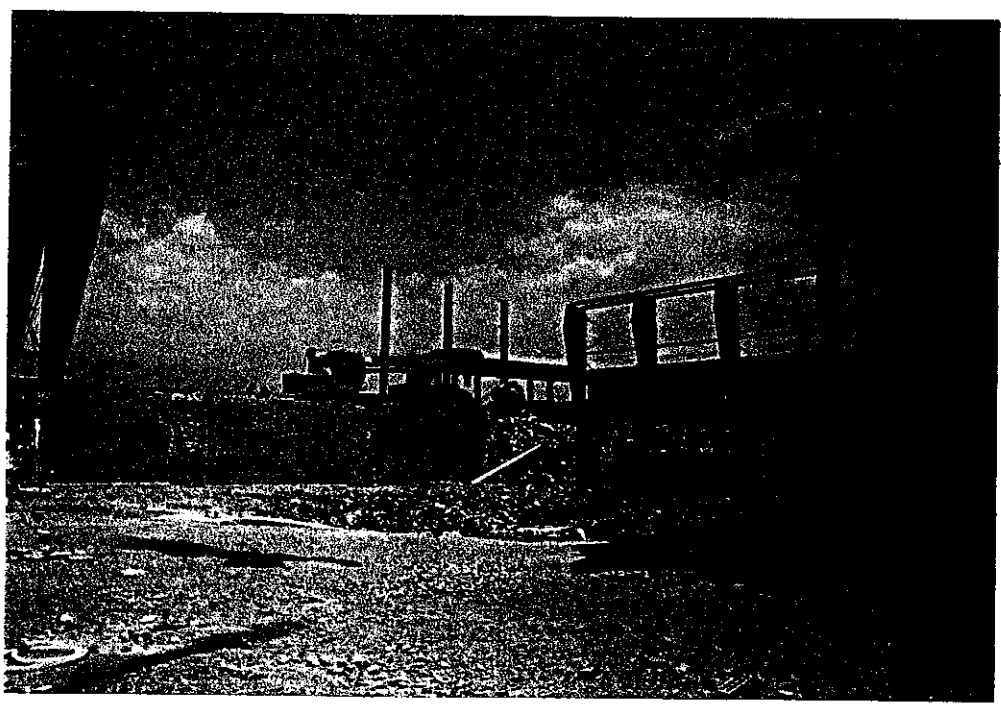
همانطور که در عکس مشاهده می شود این انتقال کاملاً مشهود است. البته این انتقال در سوله مذکور به وسیله ورق جان تقویت شده است.



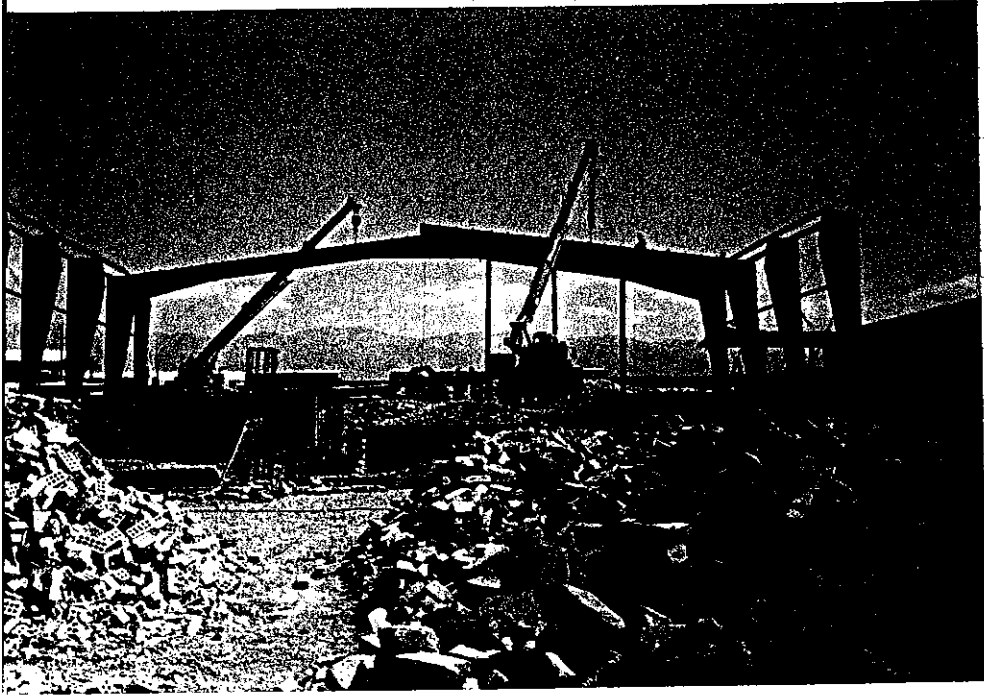
طرح باربند قابم صورت ضرب پیری می باشد و در دهانه های اول و آخر او اشده اند. در عکس شماره ۲ باربند قابم  
اول ضلع غربی کاملاً مشهود می باشد :



باربند های دهانه های اول و آخر ضلع شرقی :

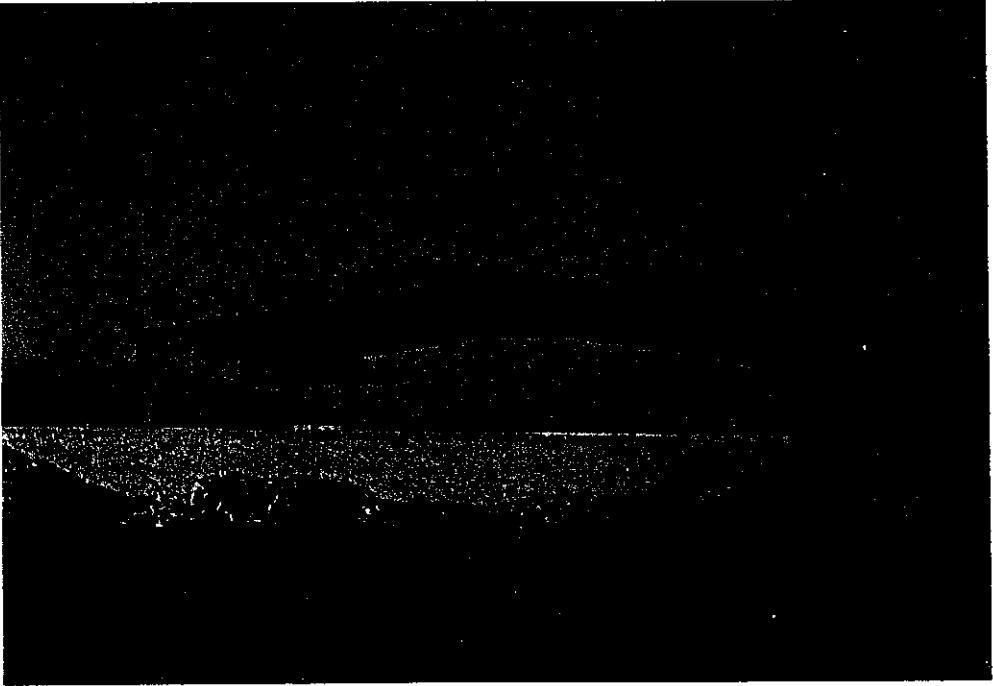


تیرهای سقف از نوع تیر ورق بوده و به صورت ۴ تک طام شده اند که قطعات به صورت پیرامبرود  
 توسط ویج در کارگاه به یکدیگر متصل شده اند. علت این امر طول زیاد تیرها می باشد که باعث بروز مشکلاتی  
 در حمل و نقل می شده اند بنابراین به صورت چند تکه طامی شده اند  
 یکی از نکاتی اجزایی که در شکل ۴ نیز به وضوح دیده می شود بلند کردن تیرها توسط دو جرثقیل می باشد.  
 تیرها به علت طول زیاد و وزن فسی بالا در هنگام بلند کردن دچار بیخس می شوند. بنابراین برای  
 جلوگیری از بیخس تیرها در موقع بلند کردن و نصب از دو جرثقیل استفاده می شد تا تیرها دچار بیخس نشوند



نحوه اتصال تیرها به ستون به این صورت  
 می باشد که ابتدا تیرها دو قطعه دو قطعه  
 به یکدیگر متصل می شوند و سپس هر قطعه توسط  
 یک جرثقیل بالا برده می شود و به ستون مورد  
 نظر متصل می شود سپس رأس سوله و در  
 قطعه مذکور در ارتفاع متصل می شود  
 نحوه دیگر اتصال نصب کامل تیر بر روی زمین  
 و حمل آن توسط دو جرثقیل و نصب آن به  
 ستون ها در ارتفاع می باشد.

نمای کلی سوله اجرا شده که سوله دارای  
 دو قسمت اصلی محل کارگاه است  
 و قسمت فرعی است (چپ) می باشد.  
 به محل (بنابر سوله ها که جزء قسمت فرعی  
 محسوب می شوند اینترکنکته می شود.

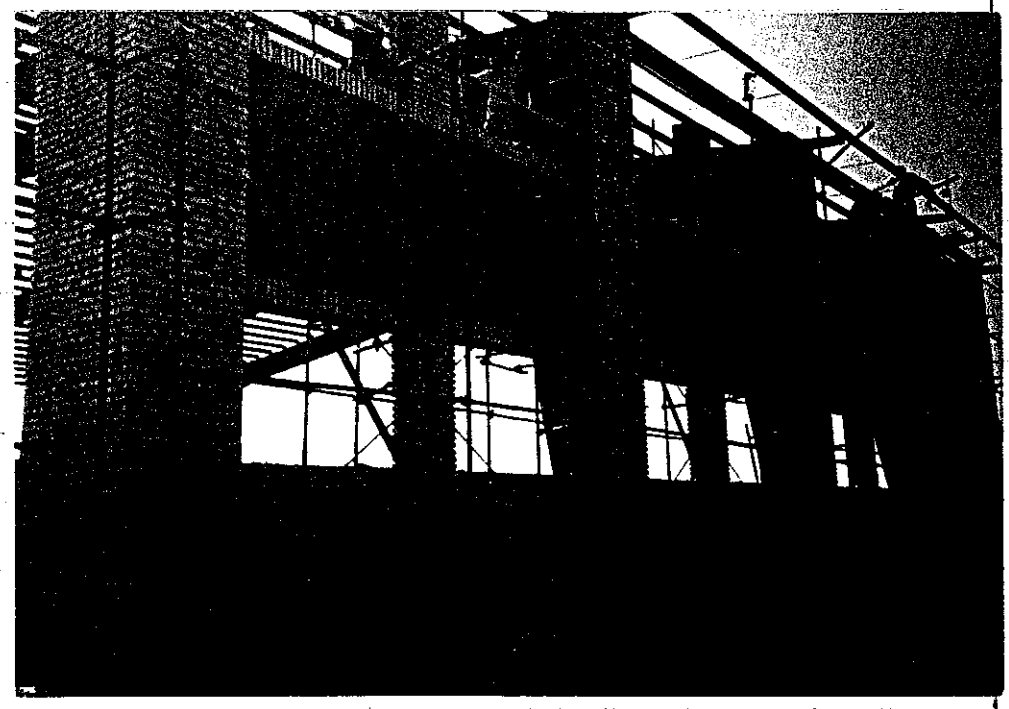


سیستم دیوارکمانی نوع پوشش بادبناهای می باشد که فضای بین ستون‌ها و دهانه‌ها توسط آن‌ها پر می‌شود و بر روی ستون‌ها همپنین کتیبه‌هایی - سیمانی در بالای پنجره‌ها تعبیه شده است که در عکس شماره ۶ و ۷ کاملاً مشهود است.



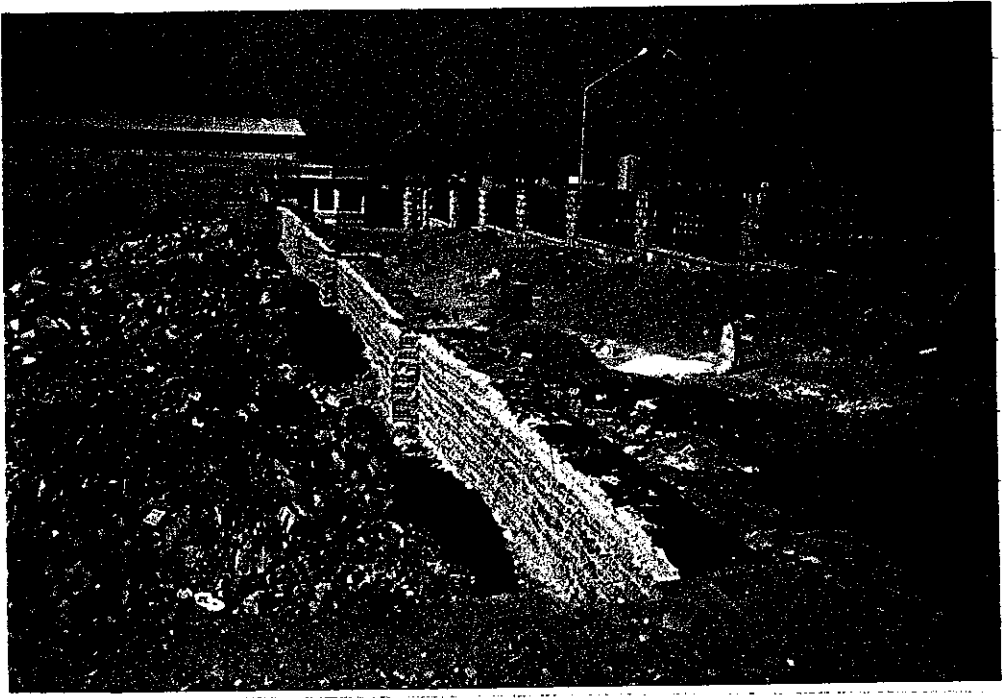
شکل شماره ۶ :  
سیستم پوشش دیوارها از نوع  
پوشش بادبناهای می باشد.

شکل شماره ۷ :  
کتیبه‌های سیمانی در سیستم پوشش  
دیوارها.




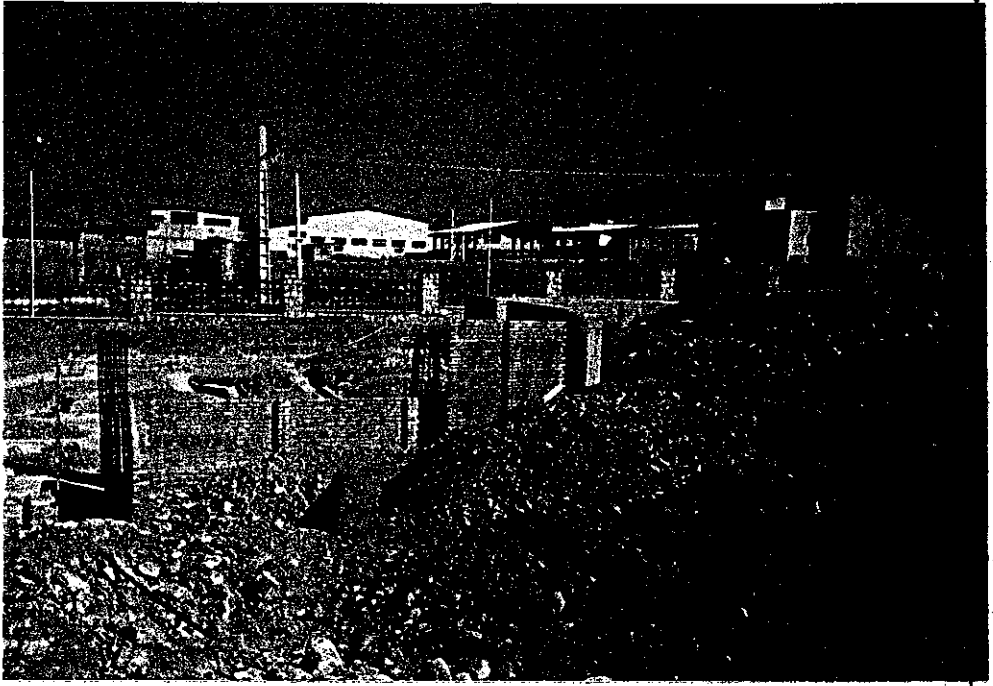


اما در شکل 3A دو نکته قابل ذکر است. مسأله اول مربوط به قیرکونی زیر دیوارهای باشد. قیرکونی به صورت افقی و عمودی صورت گرفته است و قیرکونی عمودی از سمت داخل کارخانه صورت گرفته است. ابتدا دیوار چینی به عرض ششها و بر روی آنها تا ارتفاع صغی لئون صورت گرفته سپس قیرکونی عمودی و افقی انجام شده در آن فرستادهای به سستی متری بر روی قیرکونی عمودی چیده شده است. این تیغه به دلیل محافظت قیرکونی از باره شدن و آسیب دیدگی در هنگام کف سازی و خاکریزی باشد.

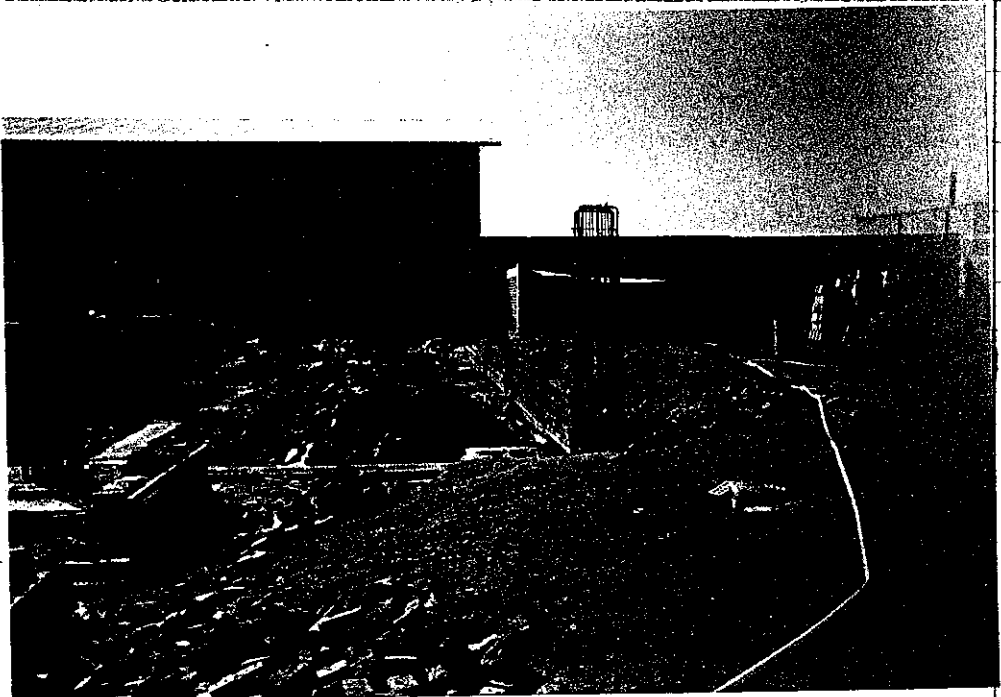


اما مسأله دوامه دوم مربوط به سبب زمین در منطقه هستند. در نهایت سبب زمین در کارگاه نوسال می باشد. این سبب که مقدار آن 4.5m<sup>3</sup> در هر متر بوده است باعث شده است که برای قرار دادن صفحات پای ستون در یک تراز و ارتفاع از pedestal استفاده شوند. pedestal ها عناصری هستند که بر روی فونداسیون ها تعبیه می شوند و در بالای آنها صفحات پای ستون نصب می گردد. ارتفاع pedestal ها در طرح مذکور از 40cm تا 320cm می باشند. در شکل 3B و 3C نحوه آرماتورگذاری این عناصر دیده می شود. در این طرح به علت دهانه زیاد 35 متری سوله آرماتورهای فونداسیون و pedestal به صورت یکپاره اجرا می شوند و پس از قالب بندی پس ریزی انجام می شود. البته قبل از این عمل صفحات باید نصب شده باشند.

نحوه آرماتوربندی pedestal ها  
 در شکل دیده می شود. نکته ذکر  
 است که آرماتورها به ارتفاعی باشند  
 و با فونداسیون یکسره اجراء شوند. شکل  
 آرماتورها به صورت  می باشد.



که در قسمت بالای آنجا صفت پای بتون  
 نصب می شود. قسمتی که بین درزها  
 فونداسیون واقع می شوند.



در شکل شماره ۸ یک pedestal پس از اجراء نصب بتون دیده می شود که با علامت ۸ در شکل مشخص  
 شده است.

شکل شماره ۸



pedestal اجاره توسط علامت مشخص شده است .

اما حساس ترین و مهم ترین نکته ای که در اجاره ای سوله باید در نظر داشت فاصله سقفات ستون می باشد این فاصله ها باید همانطور که در نقشه های اجاره ای ذکر شده اند اجرا گردند سقفات ستونها کاملاً در یک تراز باشند فاصله عمود عمود آنها دقیقاً برابر فاصله های داده شده باشد این مسئله به دلیل سفته شدن اکثر سوله ها در کارخانه ها و کارگاه های غیر از محل نصب آنها می باشد یعنی ابتدا قطعات مختلف سوله سفته می شوند و با ۵ تا ۱۰ سانتی متری سفته می شوند تا نصب شوند چون قطعات قابل تغییر نمی باشند یا تغییر آنها مشکل آفرین و غیر اقتصادی می باشد در نتیجه فاصله بین ستونها در یک تراز بودن آنها باید کاملاً مدنظر قرار گیرد تا در ضمن اجاره مشکل برخورد نکنیم .

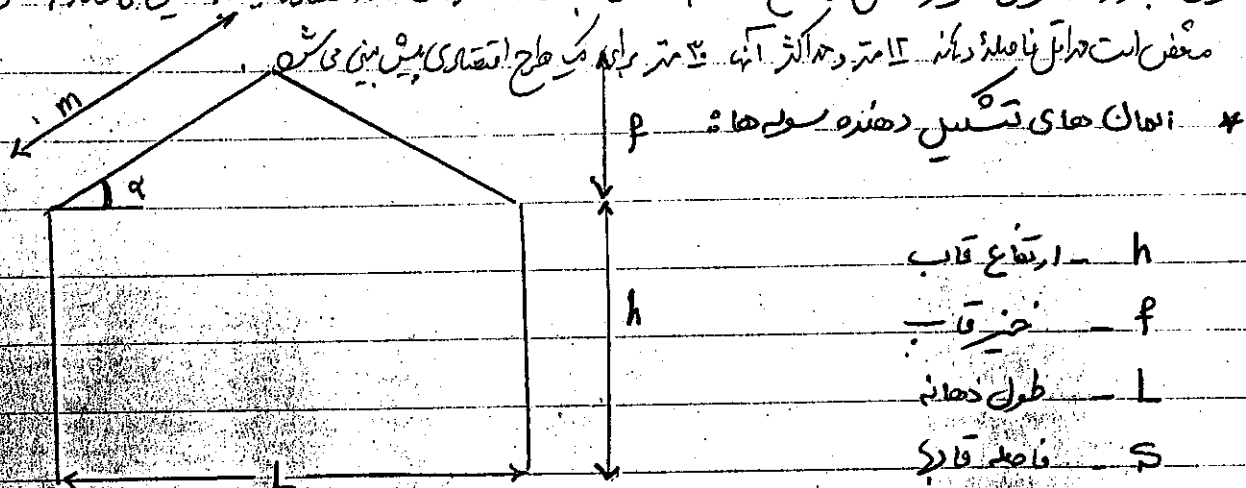
نکته مهم دیگر این است که پس از نصب ستون ها عمود بودن ستون ها در دو جهت عمود بر هم باید کنترل شود یعنی ستون ها باید کاملاً عمود و شاقول باشند تا قطعات بین آنها به راحتی در جای خود قرار گیرند ستون ها باید نسبت به دهانه ها و همچنین نسبت به فضای درونی و بیرونی ساختمان صنعتی یعنی دو جهت عمود بر هم شاقول باشند این روش در کارگاهها اغلب با کنترل توسط دوربینهای نقش برداری صورت می گیرد

پایان

زیاد بودن این فاصله مستلزم تیرهای تناری و ستونهای مینافی و لایه های سنگین و در نتیجه کم شدن

تعداد قابلهای گردد. ولی اگر فاصله تیرها کم شود تعداد آن زیاد شود. وزن اینها کم و عناصر

نوعی بکار رفته تیری وجود شکل (الف) انواع سلهای باربانه ای ملته را که در سترهای اضلاع استفاده میگردد نشان میدهد. در نظر گرفتن



$$m \Rightarrow \text{طول تیر یا (rafter)} = \sqrt{f^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

شکل (۱) تعداد ستونهای افغانی مورد نیاز برای رکنه ای ملته را مشخص می دهد

تقاطع تیرهای دهنده سوله ها

۱- لایه ها  $f$

لایه ها عناصر باربر موازی را س برده و بارهای بانم را به خراب و اوقاب انتقال می دهند. فاصله محور تا محور

لایه ها از روی نوع پوشش تیرها می گردد. لایه ها در موردی قاب های شیبدار بر حسب شیب تیر قاب

بازاوسه متعادل نسبت به انتق می تلفظ می گردند. لایه ها برای عمدت در دو جهت طرح دخی می شوند.

نوع طرح بر آن است که پوشش روی لایه ها در محل مولفه جانبی پارلامپ ها کمی نمی کنند و تمام این مولفه جانبی

توسط میل لار عرضی گرفته می شود. فاصله مورد نیاز لایه ها از روی نوع پوشش تعیین می گردد و بین

1-3 متر برای ورق مقبره است. دهانه های بین 6 الی 8 متر برای پرونده های نورده شده در مورد

لایه های مشبک این دهانه ها بسته می شود.

در نمایان آخر بجای پرونده های آه و یا لایه دیگر که برای لایه ها استفاده می شود جهت پوشش

سقف های سوله و سقف های لاری و فن 2 شکل استفاده می کنند که ضعیف تر و در بعضی موارد بصورت می باشد.

پرونده 2 از نوع پرونده ای سرد بوده و به علت دارا بودن خاصیت سربازی در سقف طاقین

اعتقادی می باشد در ایران معمولاً در چند نوع پرونده ای 2 استفاده می شود.

### میل لارها (sagrod)

2- عارضه میل لارها:

میل لارها را با لایه ها می نازد در میل لارهای عرضی می بندند و متصل می کنند. این درها عموماً

آجری

بر استوار لایه ها قرار می گیرند و در جاهای دو طرف سبب خواب در اس و یا تاب ، اثر بندگی را آغوش می زنند

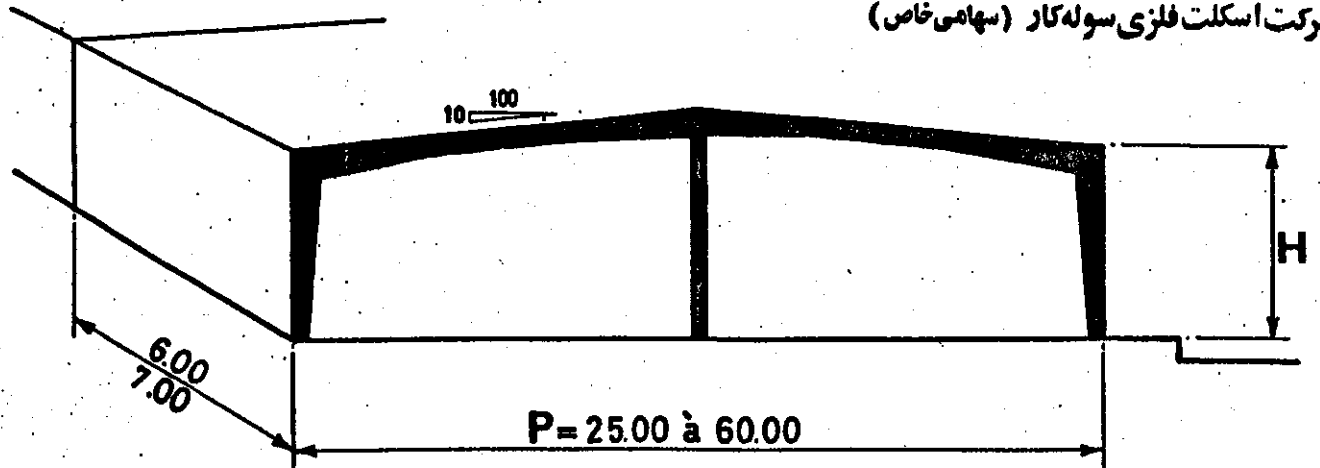
همچنین فرض بر آن است که پوشش روی لایه چهار رکن مولفه جانبی پارلامپ تک نمی کند و این مولفه توسط

میل لارهای عرضی گرفته می شوند. شکل 3 نموده

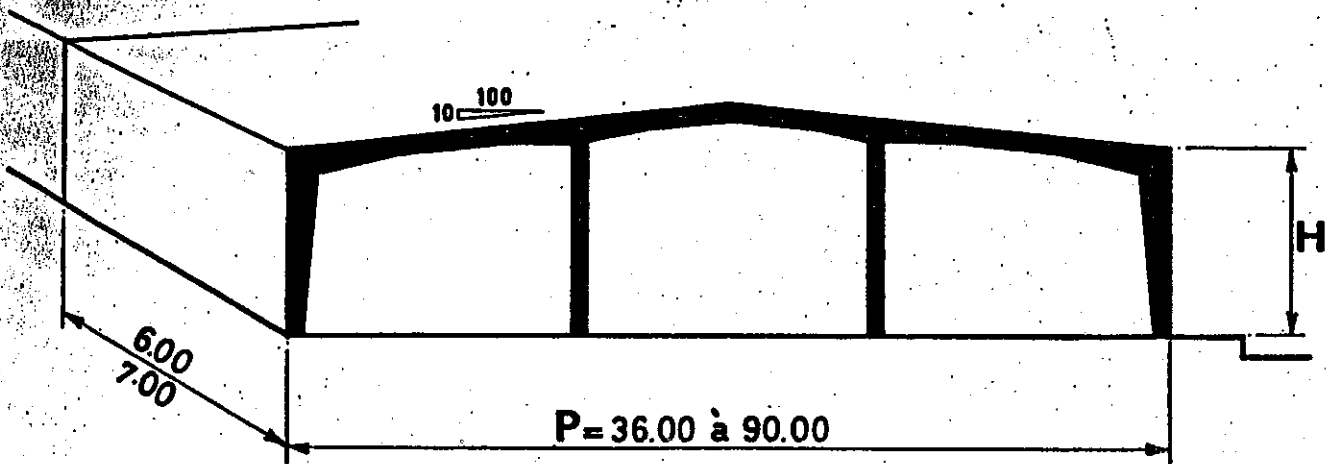
# SERIES M\_102



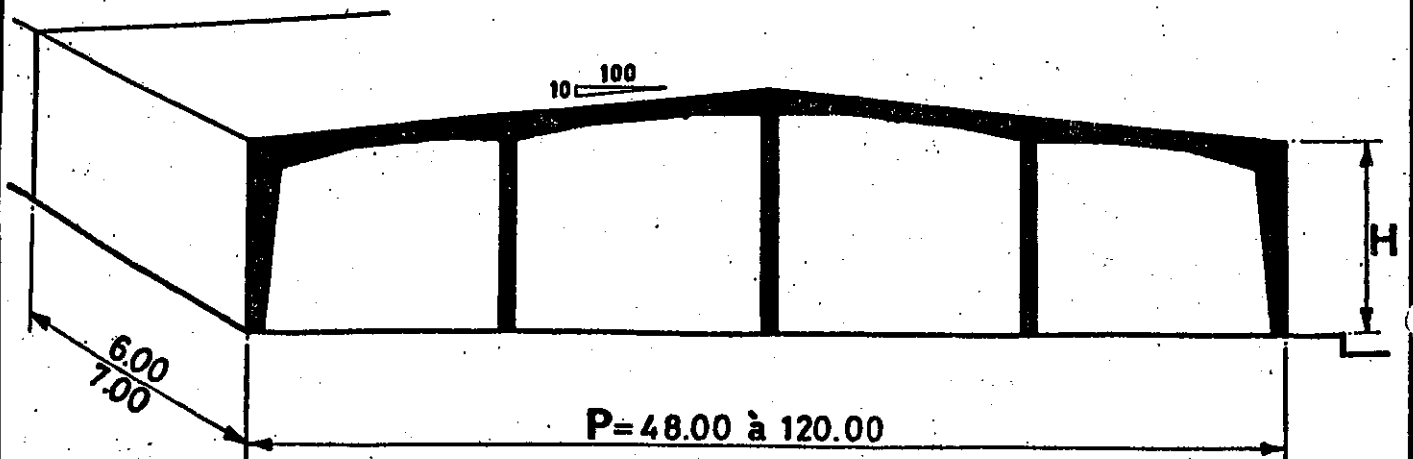
شرکت اسکلت فلزی سوله کار (سهامی خاص)



# SERIES M\_103



# SERIES M\_104



کلیه ابعاد بر حسب متر می باشد

شماره (1) سوله کار (سهامی خاص)

صلی و درهای عرضی برای پوشش های نیک (مانند ورقه های فولاد آهن کالواشده و یا از لبت میان)

برای دهانه 3 متر یک رین در وسط دهانه و برای دهانه های بزرگتر 2 رین در 1/3 دهانه و یا 3 رین

در فاصل 1/4 دهانه می رسد. در طرح دیگری لایه ها استوار از 2 رین الاستیک و پلاستیک

مجاز است. ولی باید خاطر نشان کرد در رین پلاستیک نوعی مجاز است که تیر لایه ها صرفاً فقط فشرده را

در دسته و غیره (با تکیه بر ماه چینی) و گت اثر فشرده در جهت قرارگیری در محله این میل و در طرح قطع

دوره هیچ ملک تعیین قطر مقطع قرارگیری این میل در جا باید به صورت تک دهانه و حداقل در یک متر

برای بستن دوره عددی در رین بکار بردن درهای تکیره که با اتصال غیر متصل کردن مجاز است

3- تیر و پایه قلاب

ارتفاع متوسط تیر قلاب معمولاً بین 1/5 تا 1/5 دهانه می باشد. عوامل اصلی در تعیین

ابعاد تیر قلاب عبارتند از:

الف - شگرفش مطابق با ده گرام تغییرات مربوطه در مصالح مطابق تغییرات

ب - نیرو محوری در تیر

ج - تلاش برشی در تیر

4- درز بندی و پایداری :

درز بندی ساختمان سوله در سقف های صاف باید با دقت مورد مطالعه قرار گیرد، باید توجه داشت

که برای این نوع سازه ها در سگه موارد مربوط به خاصیات که درز بندی نقش خود را انجام نمی دهند.

درز بندی باید همیشه دو عامل اصلی از را انجام دهد :

1- در مقابل اثر باد در سازه ها طول ساختمان (مشار و در هر سطح اندکی ساختمان) باید برای

در ستاه و تاشین کند و مانع خوابیدن قاب دردی هم گردد.

2- کشیدگی های جانبی موضعی برای مقاطع تیر و پیل و گویه زارونی به جهت دوره و از پاشش طولی

ضعیف و بار زدن جانبی در فضا و پهنی جعبه های از عتدین قاطع را غیر و بلند جعبه های کسیر

درز بندی در طبع وی به روزش الاستیک و پلاستیک تقریباً در محل های قائم گذاشته می شود.

راه های معای زیر در درز بندی توجه می گردد.

1- پایداری طول در دیواره های طولی ساختمان :

برای مقابله با اثر باد، این عمل در مقدار محدود بر سطح قاب انجام می شود، این نوع پایداری

معمولاً عبارتست از جعب و راستای از سگه ردها، که به جهت دهانه جانبی ساختمان قرار داده می شوند



در صورت امکان - استفاده از این طریق با توجه به امکانات معماری از فضا رانویی استفاده می شود.

لازم به یادآوری است که گذر این بادبندی چه در راست در سطح سقف سیدار که مورد نیاز در دو طبقه های

اول و آخر ساختمان به این صورت برای افزایش مساحت مطوع لازم است.

۲- در قلاب های باددهانه تا ۱۲ متر ، در صورت سید از تیرهای لایه در روی قاب جدا استفاده گردد.

این تیرهای لایه را قاب با بر اعصاب کامل دستگیر داشته باشند.

این نوع اعصاب با ضخام بادبندی چه در راست در جدارهای جانبی عداً به همراهی در سقف

را به وجود می آورند و در نهایت به قطعات اضافی نخواهد داشت. مگر اینکه تیرهای فشرده در بزرگی

درگزیر رانویی قاب موجود باشد. در این صورت می توان از یک سری تیرهای که به تیرهای آن صادر شده اند

نیست که در کنار تیر عبور آن در زمین قاب استفاده شود.

۳- در مورد دهانه های ۱۲ تا ۲۰ متر عداً به بادبندی سطوح جانبی ساختمان باید

پل زدن ( Bridging ) با تیرهای مسطح طولی در این قاب و در محل تغییر رانویی ها

در دو طرف دهانه نیز اجراء شود و همچنین آل فشاری در فواصل لازم در امتداد جانبی نگهداری شود.

استفاده از دستگیرهای مورب ( اغلب ۴۵ درجه ) که به نام لیت بند یا سینه بند ( Flange stay )

بامان انیس فصفت با سحر استفاده می گردد

8- افعال زانوی :

زانوی گریه تیر و سترن قاب حساسترین و دهنترین قسمت طرح قاف است

وظایف اصلی کتب افعال زانوی به طور زیر است :

الف- انتقال نگر ادلای از تیر به سترن

ب- انتقال برش افقی سترن به تیر به سترن

ج- رفتار کتب افعال زانوی در مقایسه با رفتار تیر به سترن و سترن است

د- هر تار جنبشی بسوی اول در فعل تغییر مکان می کنند بنا بر این تیر و سترن عملی معمول در این نقطه به سترن است

ه- جهت تیر و سترن اول مستقیم باعث ای و تیر و سترن شعاعی می گردد

نوع 5

انواع افعال زانوی :

1- زانوی مربع

2- زانوی مربع با ماهیچه تقویتی

3- زانوی با ماهیچه خطی

4- زانوی با ماهیچه دایره شکل

نوعی سلف ها و

۱- ورق گالوانیزه و ورق های آزنیت میانی

در این نوع پوشش از ورق های گالوانیزه ۰.۵ و ۰.۶ میلی متر استفاده می کنند  
(در ورق آزنیت میانی)

به جهت جلوگیری از خوردگی ورق ها از ۳۵ درصد آهن نسبت به ورق صاف استفاده می شود.

در ورق گالوانیزه از سیستم سلفه (معمولاً به ضخامت ۵ میلی متر) جهت جلوگیری  
(اول ۲ در ۴ و ۶ میلی)

از خوردگی و سوزیدگی از ورق فولاد آلمینی به همراه توری مسی (لانه مورچه) استفاده می شود.

آزنیت سازی که جدیداً تولید می شود کیفیت بالایی دارد و از نظر ایمنی خطرناک است

در سوله های که برای نگهداری مواد تولید استفاده می شود استفاده از آزنیت به هیچ وجه

توصیه نمی شود.

۲- فایس :

معدنی می باشد که سیستم حفاظت کاتدی است که از پایداری جوش  
کلمه فایس به معنی مقاومت در برابر خوردگی است.

یک متر با ورق فلزی فرم دار مخصوص که بین آن ها باقوم پلی یورتان Polyurethane

مغلف با وزن مخصوص  $\frac{40 \text{ kg}}{3 \text{ m}}$  بر روی سازه کشیده می شود.

نسبت عاتق بودن جارگی و صریح و وزن کفوفن بسیار هم نسبتاً عمل در سن سریع و از آن

پاین فاسین در انواع جهت آن مورد استعمال زیاد دارند

صورت عمل در سن :

نسبت نحوه خنجر لبه ندری پانزدهی فاسین و وزن و بعد بسیار کم آن ( 16-12 سیرنگ بر وزن )

هو نیز جارگی ، عمل ، کفید و گریوی انسانی در مقایسه با مصالح دیگر به حد قابل فزاید است

عاتی صدا ،

با جارگی پانزدهی نسبت 10 cm اختلاف صرف صدا در دو طرف پانزدهی در هر دو طرف

می باشد که این مقدار 4 برابر است و 8 برابر نیز در هر دو طرفی بهمان نسبت می باشد

در صورت نیاز به درجات بالاتر کفیف صدا ، می توان از پانزدهی فاسین صورت دو برابر استفاده کرد

اصطفاک کم - صورت نسبت

بعد از فاسین کفوفن و وزن های پانزدهی پانزدهی فاسین در قسمت سر و دهانه دو طرف نسبتاً اصطفاک

کم بین وزن و نوع عمل و نسبت برهمنی و با همان زمان و سروری انسانی امکان نیز می باشد

عمل نصب بدون نیارم هج نزع وسایل اضافی :

نوبت هیزب کامل قسمت‌های نروغاره پائین فابیس در بندگی، عمل آب بندگی بنظام

نصب بدون نیارم تطقات یا نوارهای پداستگی انجام می‌پذیرد.

عالت حرارتی :

با فریب حداکثر حرارت 0.0186 (کنترل کاری / سنجش) است برای فریب در

یا (  $0.0186 \text{ cal/m.h.}^\circ\text{C}$  ) پائین فابیس بهترین نوع مصالح ساختمانی را در نظر گرفتن حرارت

نیز در سگم و یاد در آوردن ضمیمه است که برای مصرف در سردخانه‌ها، آبکری و خانه‌ها

تقریباً در آن بوده و پوشش بسیار درق گالوانیزه رنگ آبی سفید و ورق سبز گالوانیزه

پائین فابیس را یکی از مصالح برتر جهت استفاده در آب و هوای گرم و مرطوب و فوجی می‌دانند.

در شکل ۱- جزئیات اتصال پوشش سقف نایلین بر لایه کمی سوله نهی داده شده است.  
در شکل ۲- جزئیات اتصال سقف نایلین در محل درزهای انبساط نهی داده شده است.

دیوارهای حیاتی

معمولاً در قهپای سوله گزد دیوارهای آجری سیخ قاپه استنکه می گردد. انگونه دیوار که محاسبت سازه ای  
خاصی داشته و فقط برای جلوگیری از نفوذ رطوبت و ~~مقاومت~~ در مقابل حملات شیمیایی استنکه می گردد.

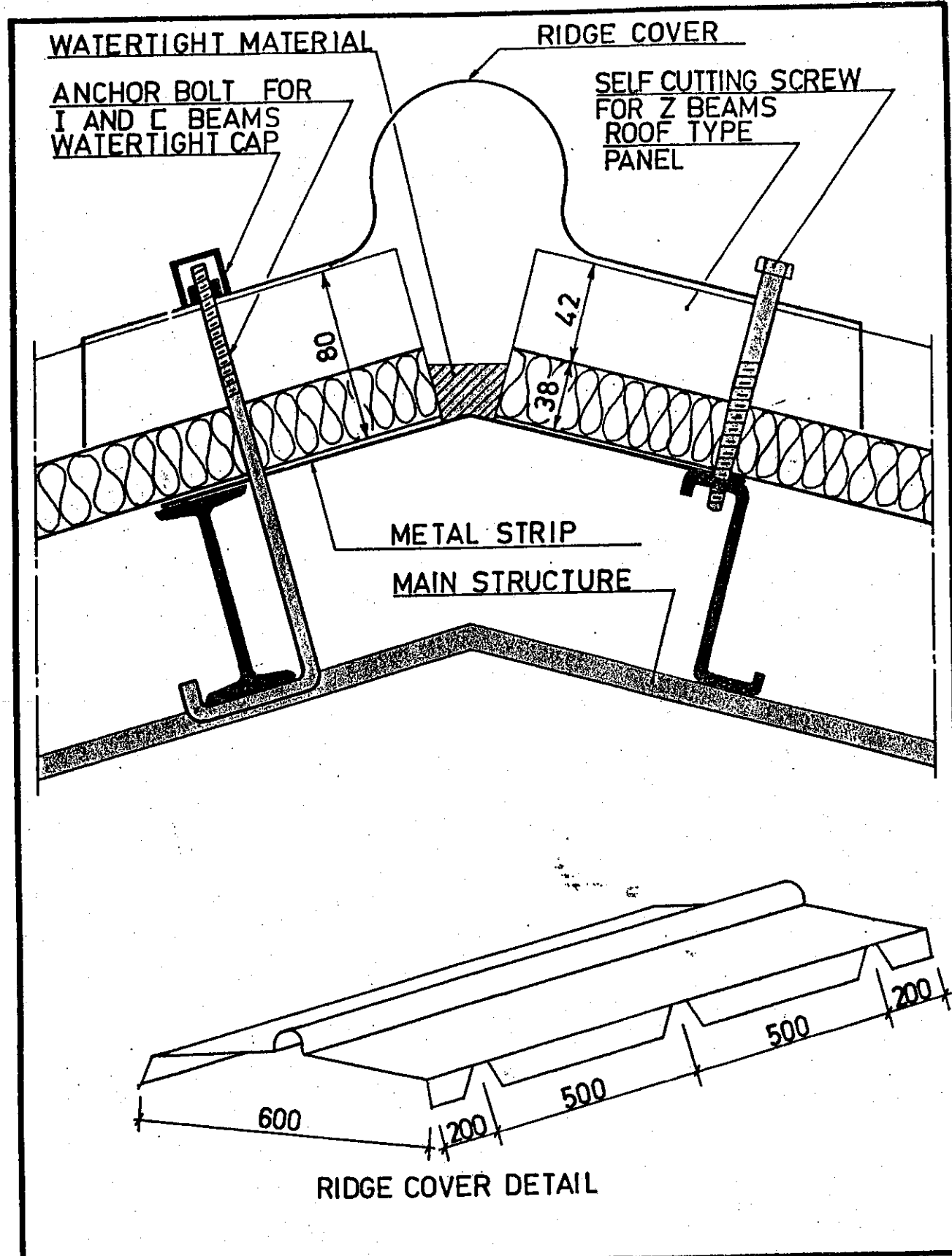
معمولاً بر دیوارهای آجری می تراخ اند دیوارهای سرب خسته ساخته نایلین یا ایرانیانل نیز استنکه نموده  
که عیانهای بسیار بهتری می باشد و سمت اجزای آنها نیز استنکه است. دیوارهای ایرانیانل گزد شبکه آرماتورهای جوش  
شده تشکیل گزده است که در سیخ آنها لایه ای از عیان پلی پورن کار گزده شده است. بعد از استقرار در محل  
این دیوار گزد داخل و خارج بتن پاشی می شود و نهی یک دیوار بتنی را بخود خواهد گرفت.

استنکه گزده انگونه دیوار گزد مناطق سردید و گرمید توصیه می گردد تا با کاهش فرزندهای گرمایش و سردیش  
همچون در طول عمر ساختمانی، فرزندهای اجزای اضافی آنها توجه پذیر باشد.

پی ها

پی های مشخصی با عمقهای نوله صورت می شود و بتنی در زیر در ستون خواهد بود که از این چگونگی در مناطق

بزرگ خیز توسط ستونهای بتنی ای بهم متصل می گردند.



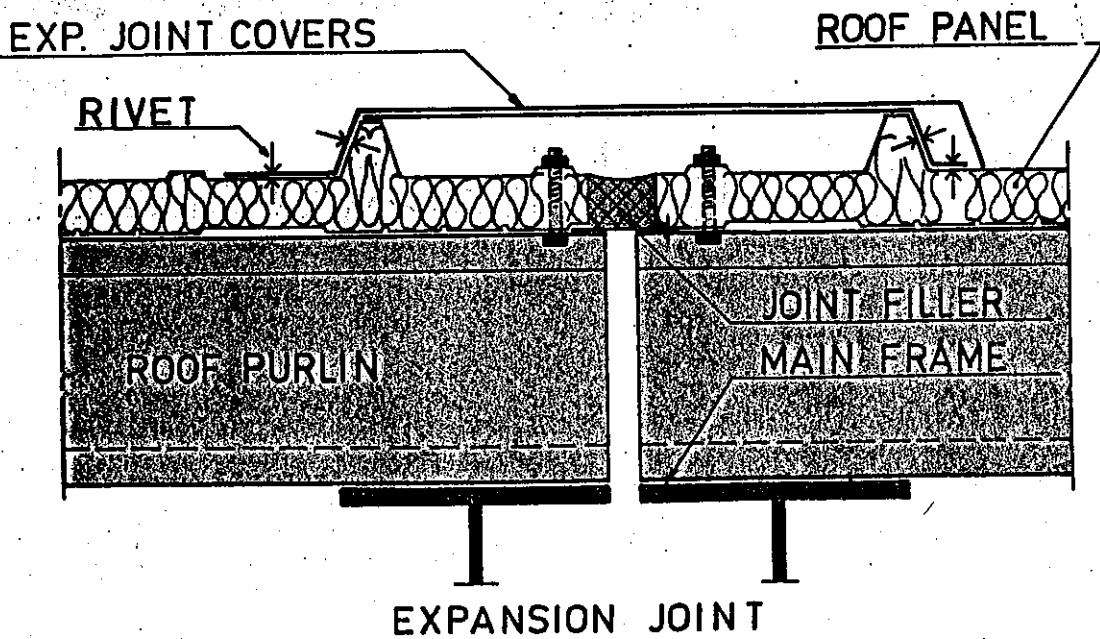
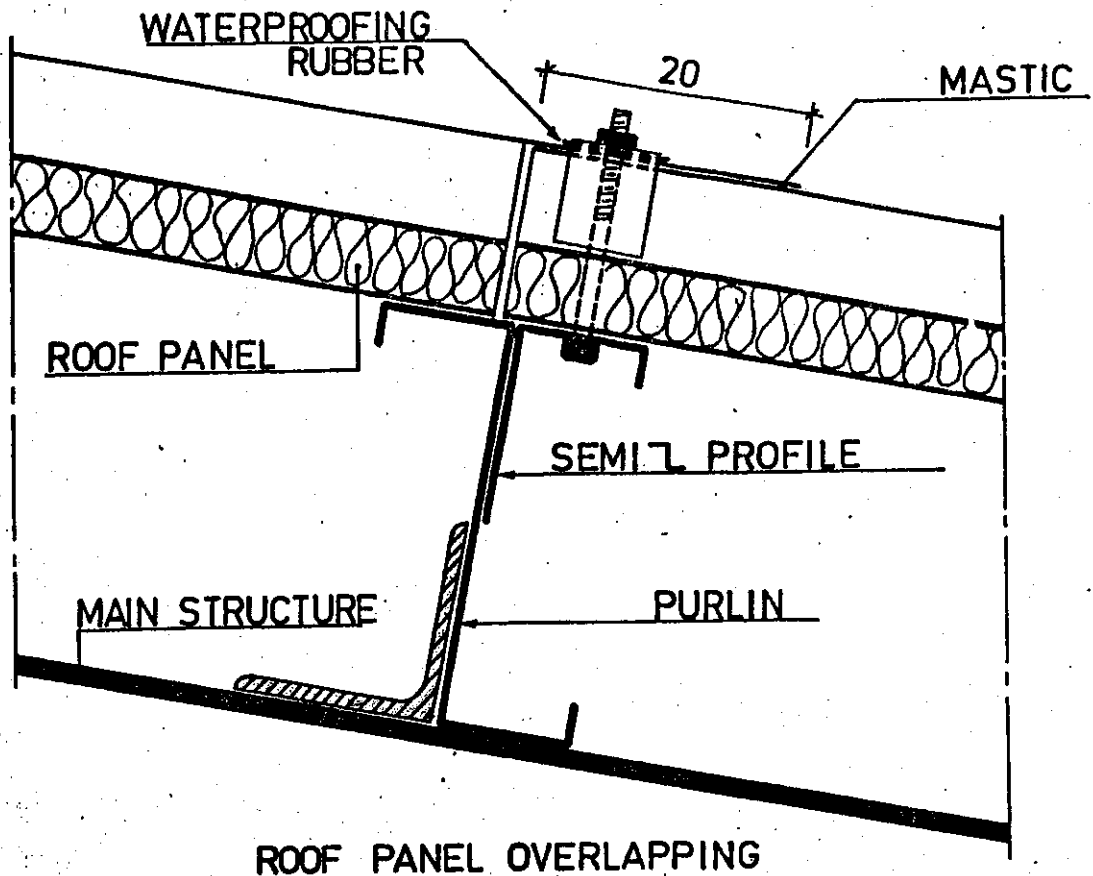
ROOF TYPE PANEL  
CONNECTION TO PURLINS

DETAIL 6

SCALE  
1:3

**FABIS**

شکل ۲ - جزئیات اتصال پریش سقف فابیس



OVERLAPPING, ROOF  
EXPANSION JOINT

DETAIL 7

SCALE  
1:3

**FABIS**

شکل ۱۳ - حرکات انتقال سقف بتون در محل درزهای انبساط



آنالیز و طرح محاسبه الاستیک :

روش طرح و محاسبه الاستیک بر مبنای بخش شوکهای خمشی الاستیک در طول سازه پستی-های

مجاور از تقسیم شوکهای محوری بر حسب اهمیت آن و فرض بخش شوکهای خمشی الاستیک بر مبنای آن صورت گرفته است.

مکانیسم  
نوع قیمت گذاری ساخت و نصب سوله ها

قیمت پوشش با مصالح تقریباً پوشش بر روی زمین (در حسب طرح) حساب گردید.

و قیمت سوله بر اساس فرمول زیر :

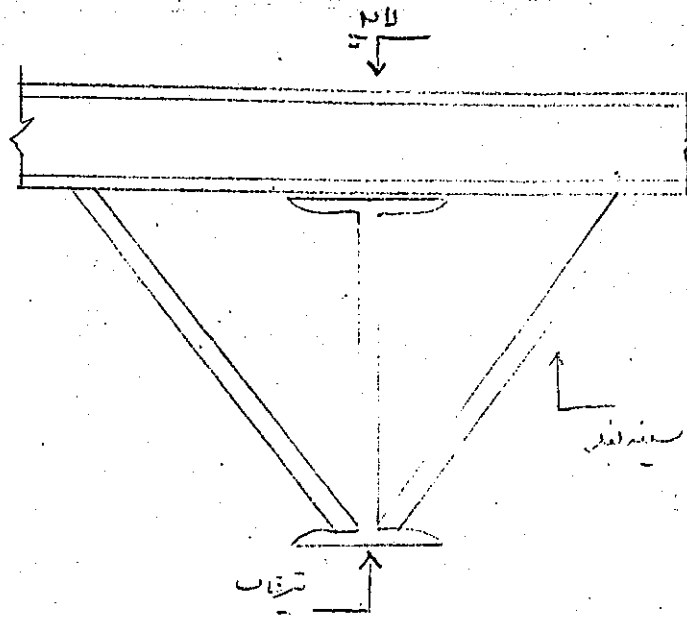
قیمت هر کار  $\times$  (قیمت مبنا بر مبنای ۸۵-۸۵)  $\times$  وزن آهن صاف برای طاقی خاص  $\times$   $\frac{\text{سطح}}{\text{قیمت واحد}}$

سطح

تک نمونه از قیمت مبنا برای وزن یک متر سوله است

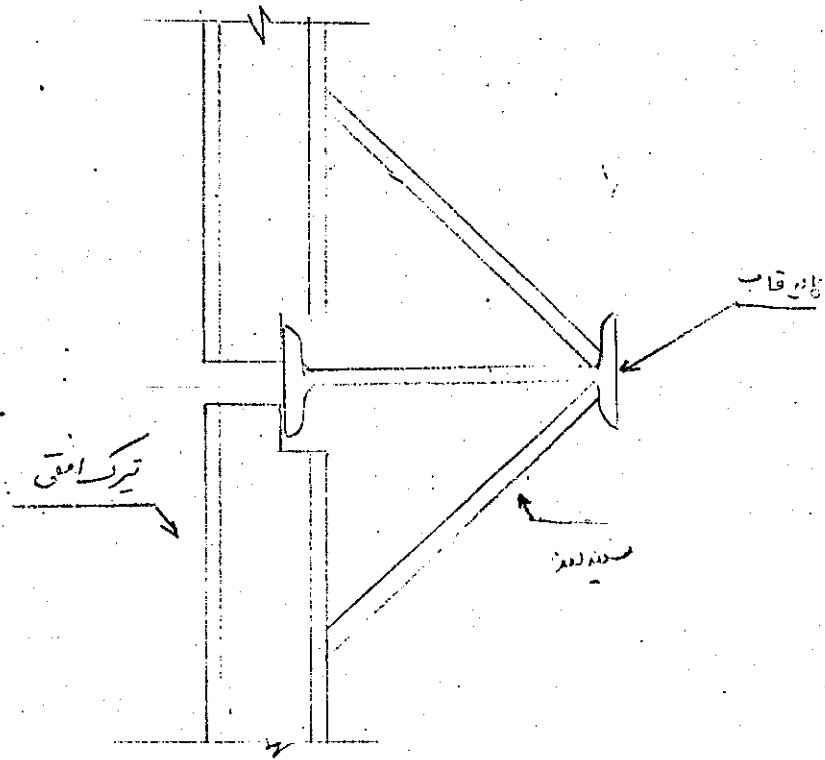
باروز دفعه اول	۵۰ کلوگرم	۹۰ کلوگرم	۱۵۰ کلوگرم	۲۰۰ کلوگرم
۱۲ متر	۱۵۲۰۰	۱۶۸۰۰	۱۸۴۰۰	۲۰۰۰۰
۱۵ متر	۱۶۰۰۰	۱۷۶۰۰	۱۹۲۰۰	۲۰۸۰۰
۱۸ متر	۱۶۸۰۰	۱۸۴۰۰	۲۰۰۰۰	۲۱۶۰۰
۲۰ متر	۱۷۶۰۰	۱۹۲۰۰	۲۰۸۰۰	۲۲۴۰۰

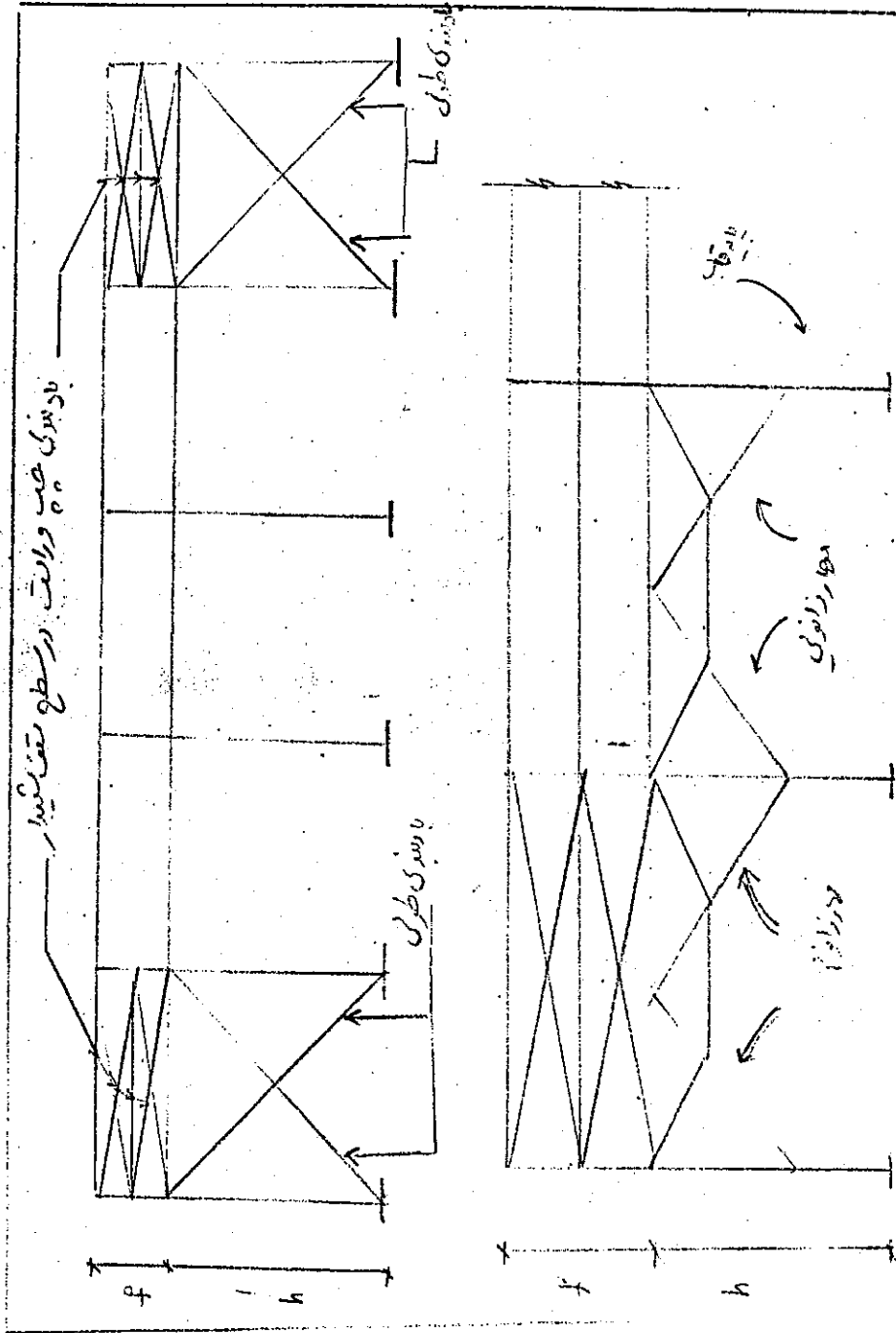
قیمت آجر جبرئیل و لوله یک متر مربع پوشش پستی-های  
با توجه به پوششهای پستی-های



فصل ۹

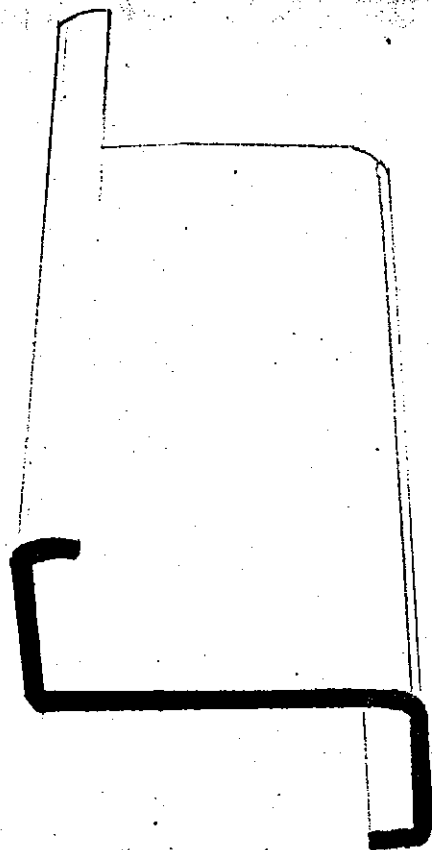
فصل ۵



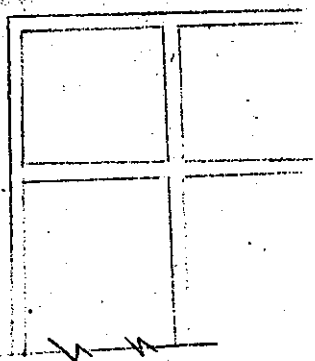


اصل ۲

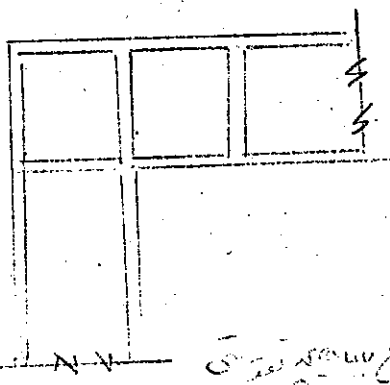
پوریل 2 شکل لایه



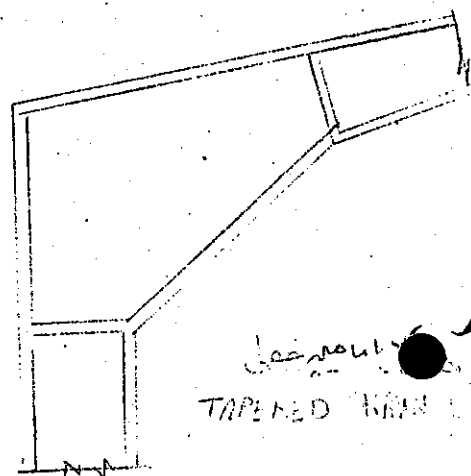
شکل 1 و 2



زاوی مربع  
SQUARE CORNER

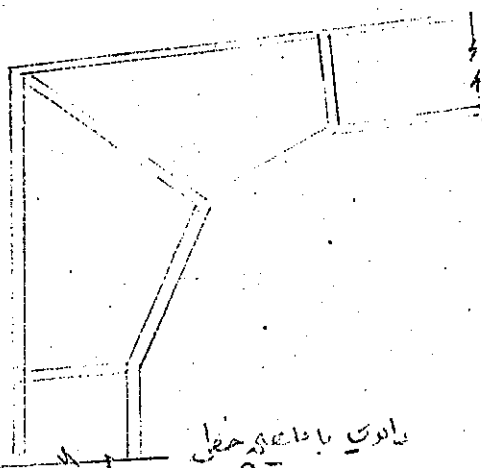


زاوی مربع با براکت  
SQUARE CORNER WITH BRACKET

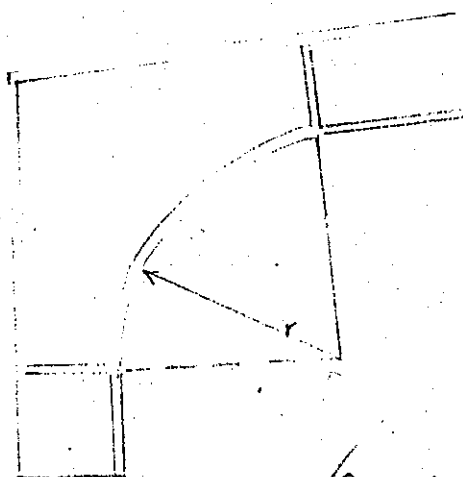


زاوی تپان  
TAPERED HANDRAIL

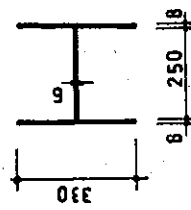
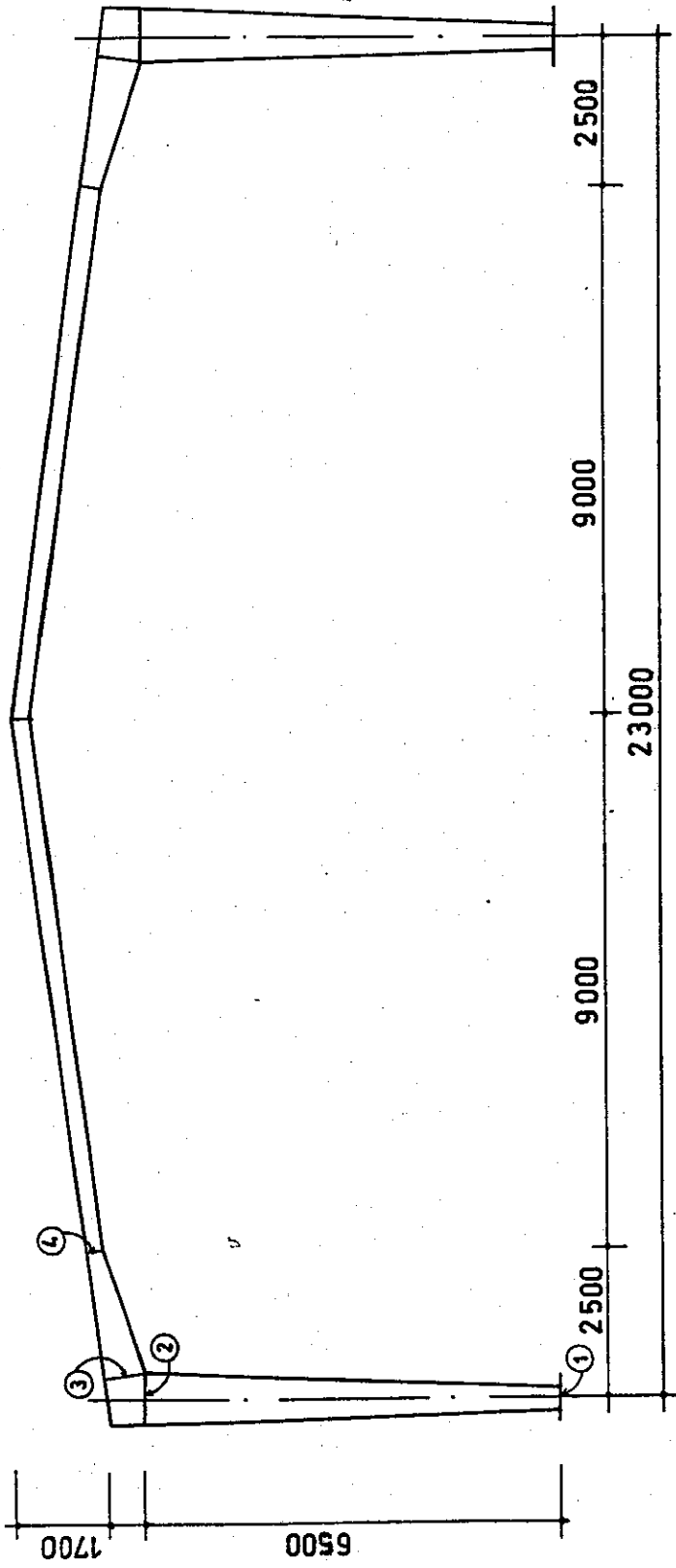
کمان



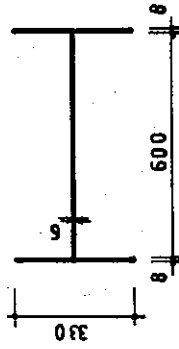
زاوی تپان  
TAPERED HANDRAIL



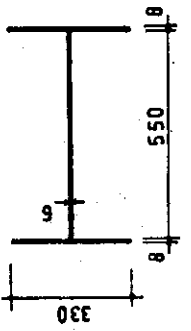
زاوی تپان  
TAPERED HANDRAIL



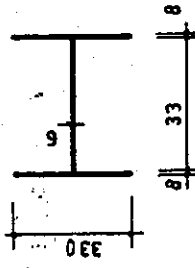
1



2

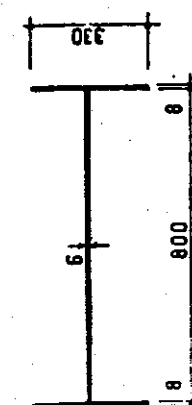
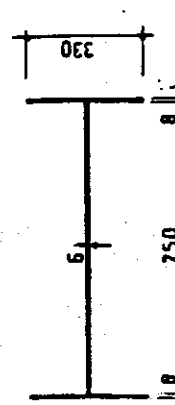
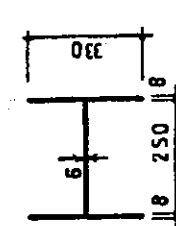
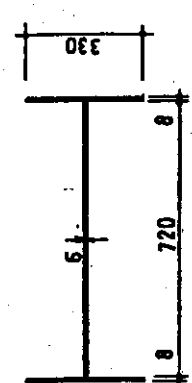
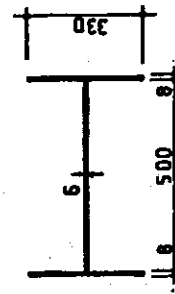
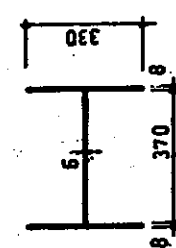
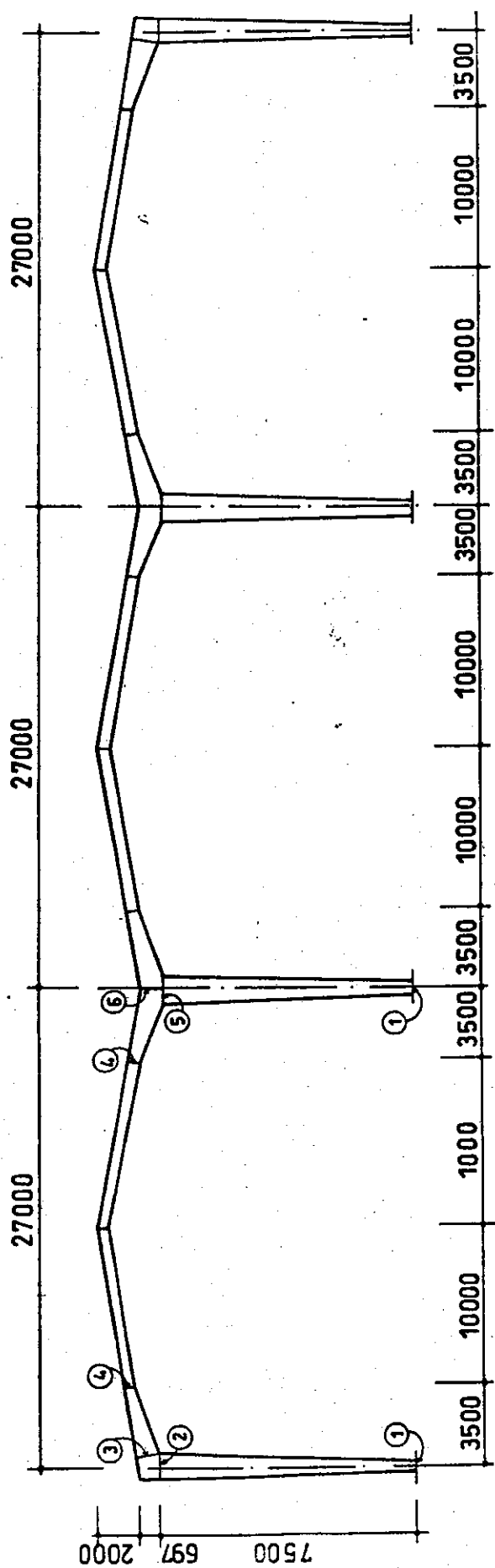


3



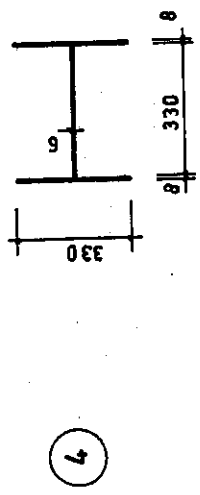
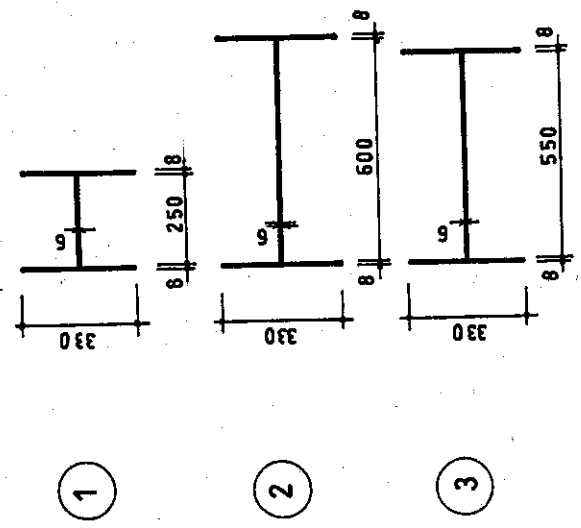
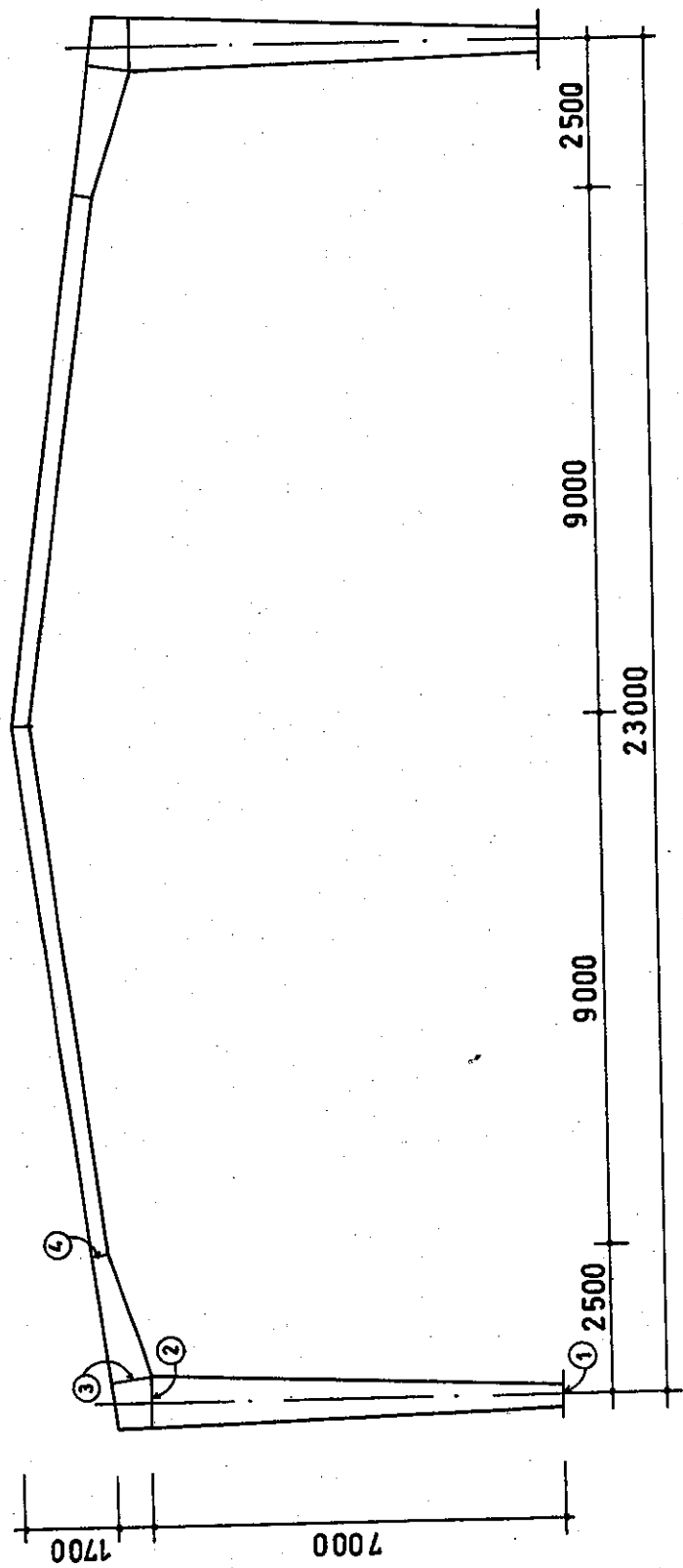
4

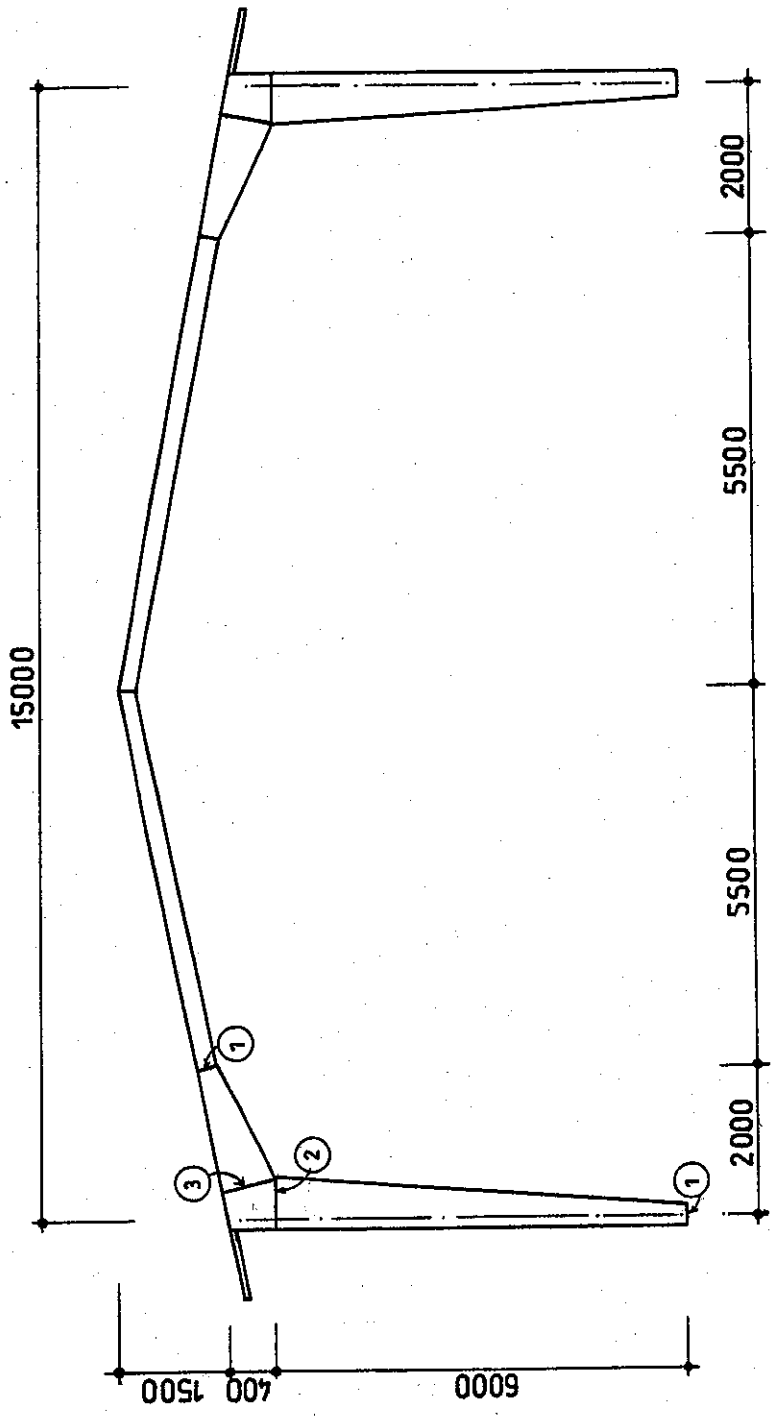
کارخانه لاستیک خوزستان  
 طرح اولیه نالین تولید تیپ



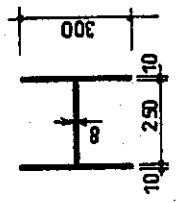
کا رخا نه لاسټيک خوزسټان  
 طرح اوليک انب ر محمول

کارخانه لاستیک خوزستان  
 طرح اولیه بویلر روم و تعمیرگاه

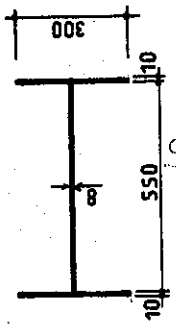




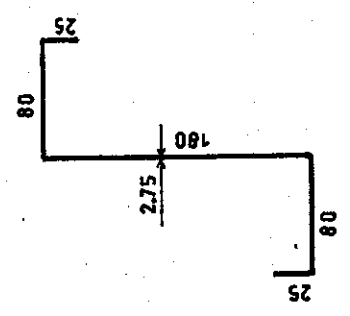
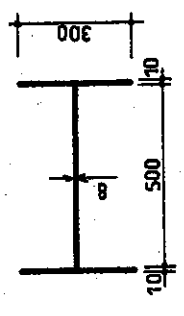
1



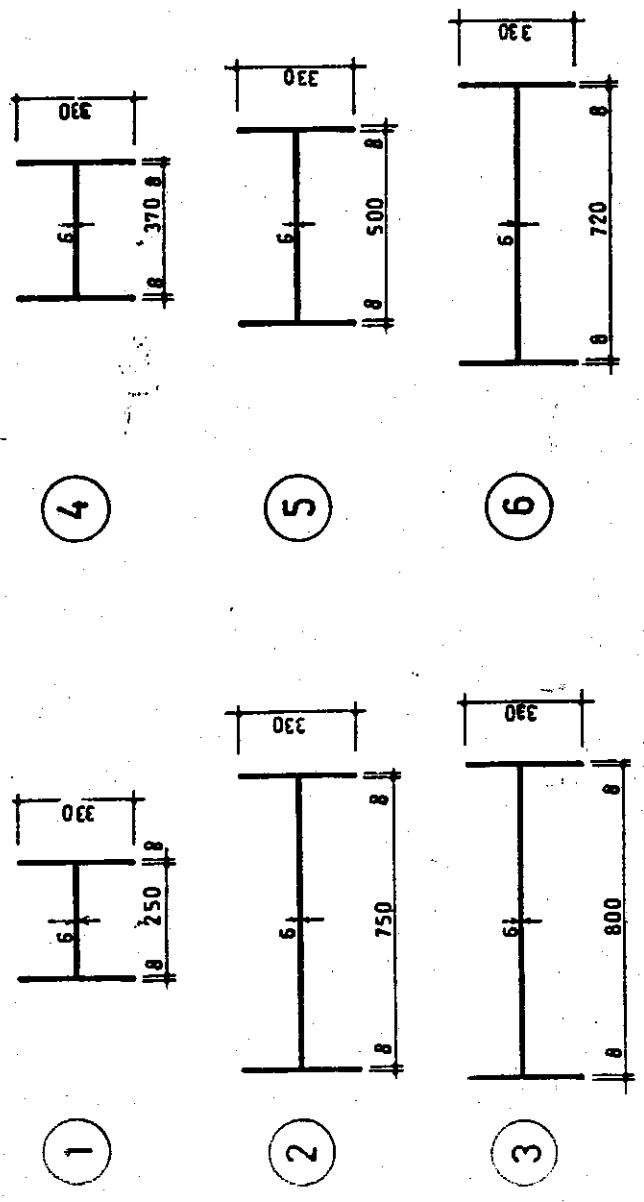
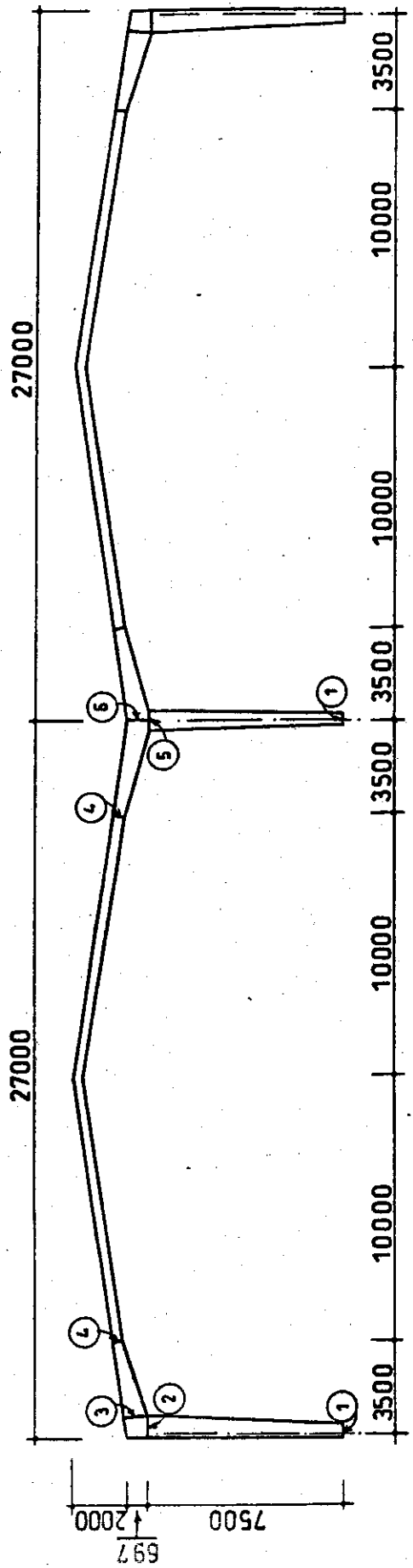
2



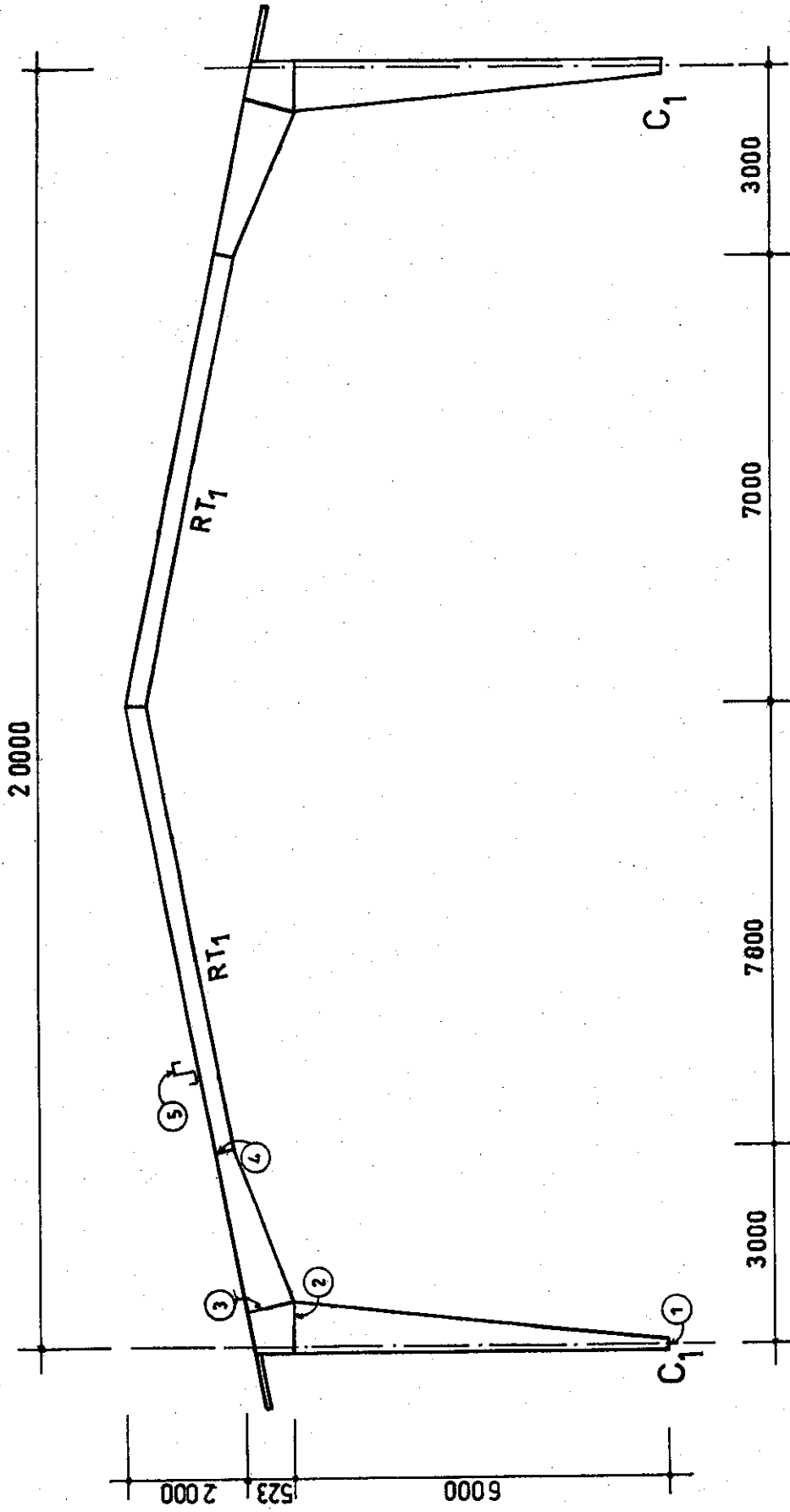
3



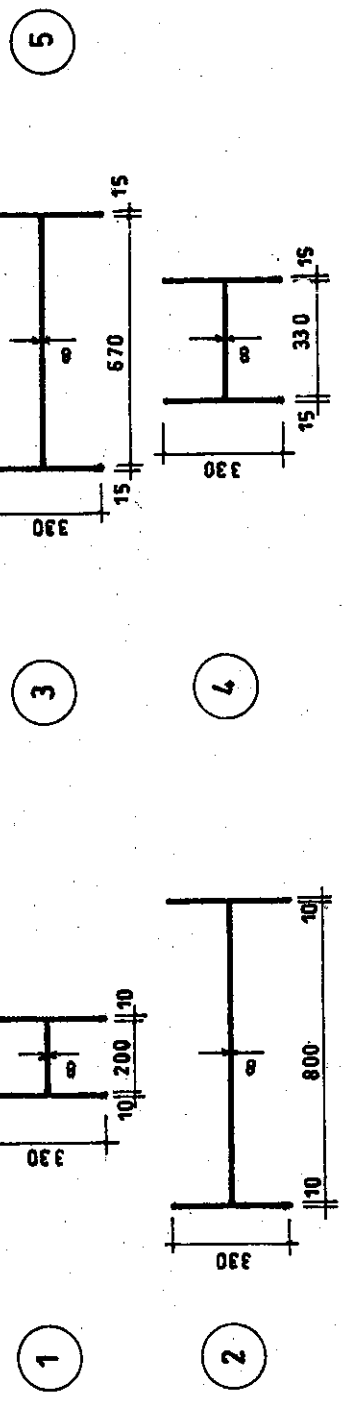




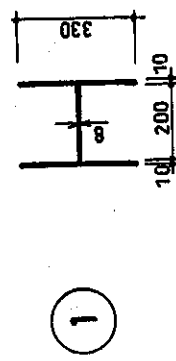
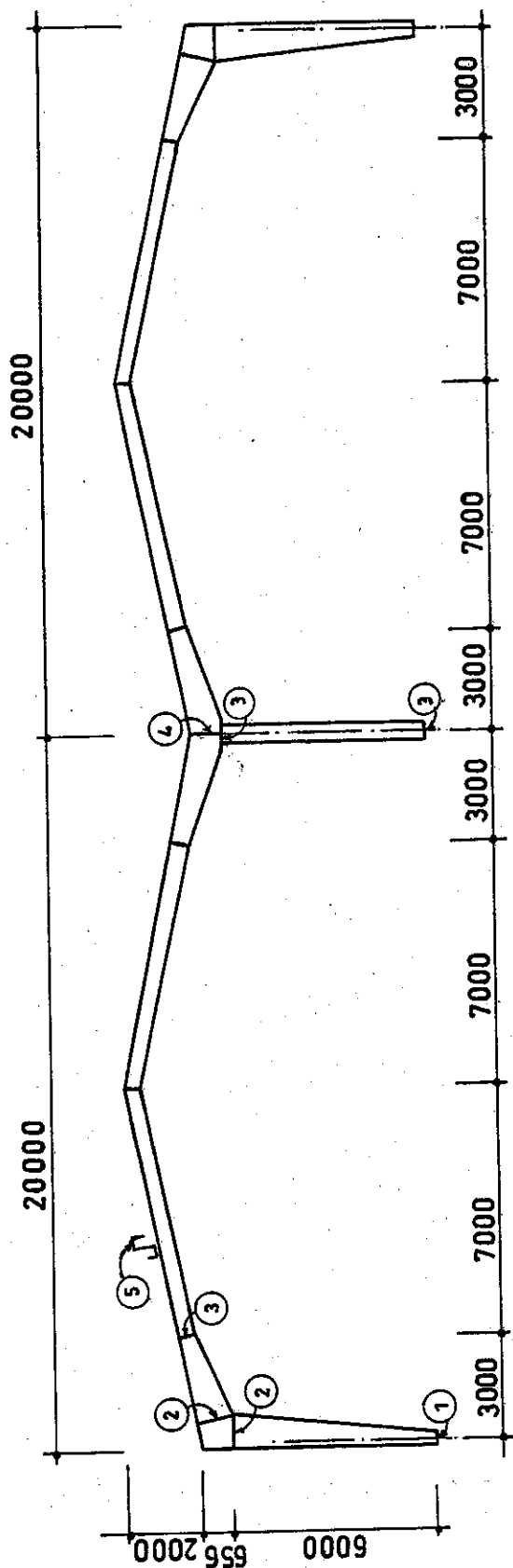
کارخانه لاستیک خوزستان  
 طرح اولیه انبار مواد اولیه



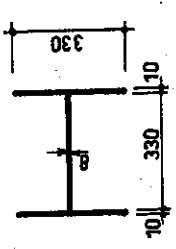
FRAME TYPE a  
NO. 30



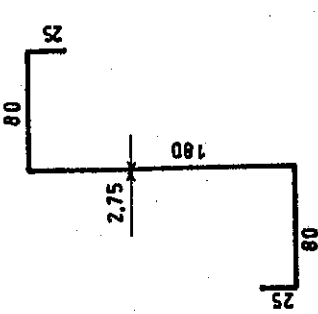
کارخانه آجر رشت روز مشعل  
DWG. NO: 123-S2-0803



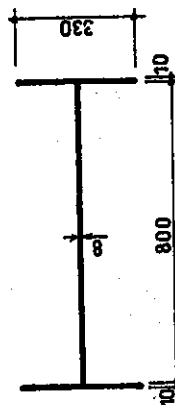
1



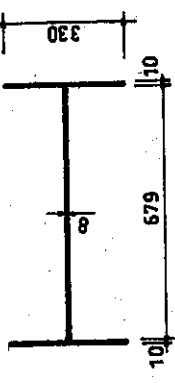
3



5

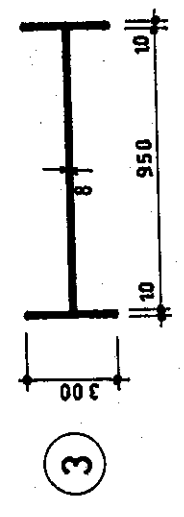
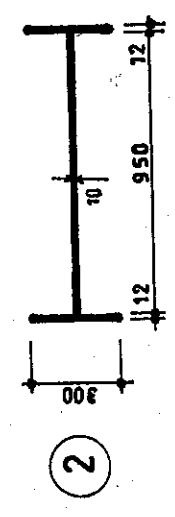
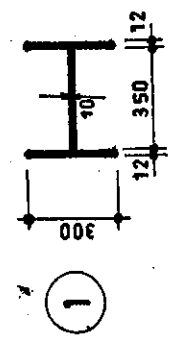
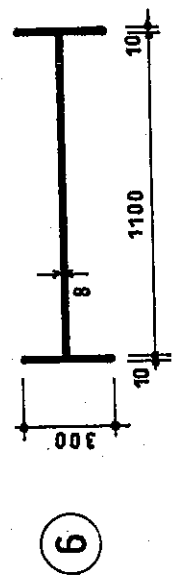
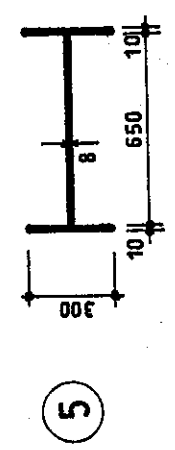
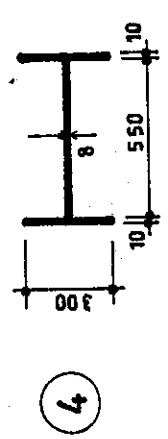
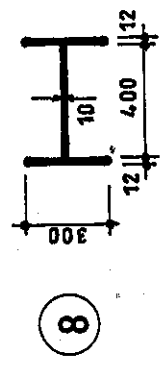
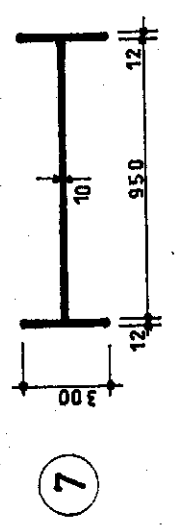
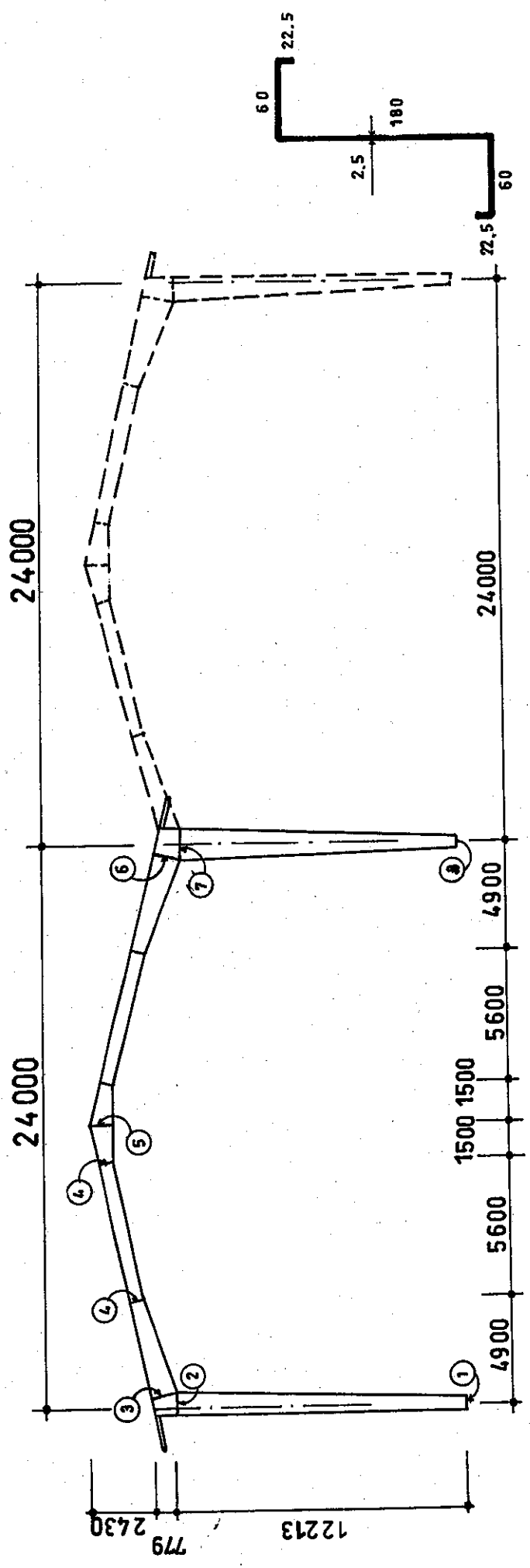


2

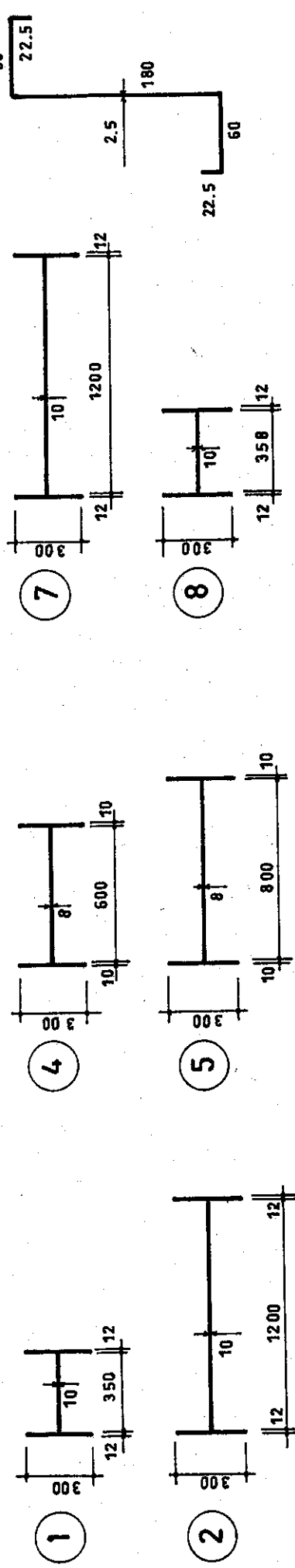
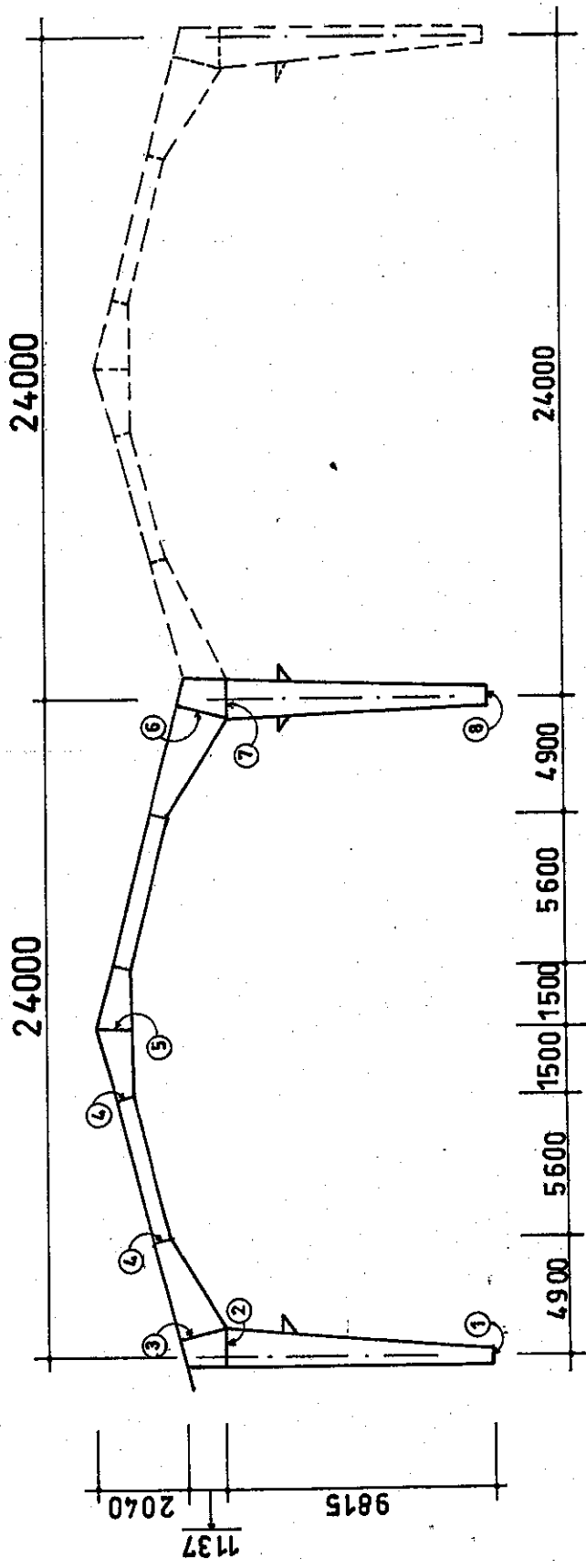


4

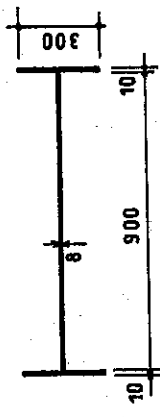
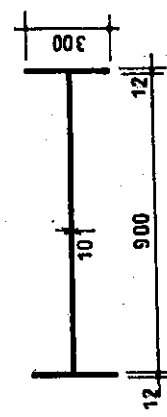
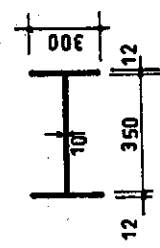
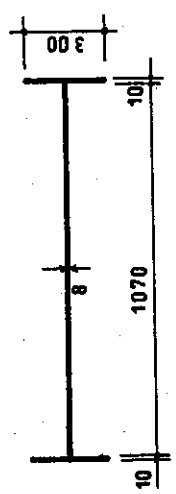
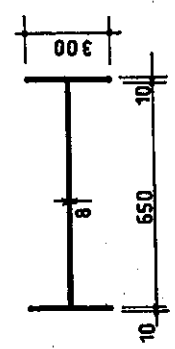
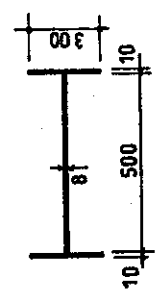
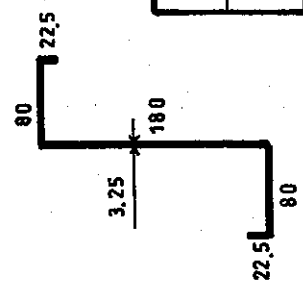
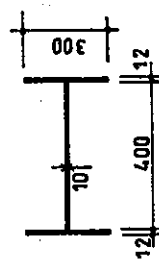
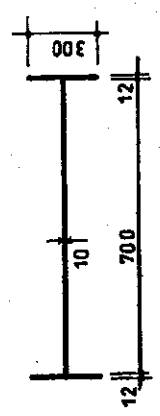
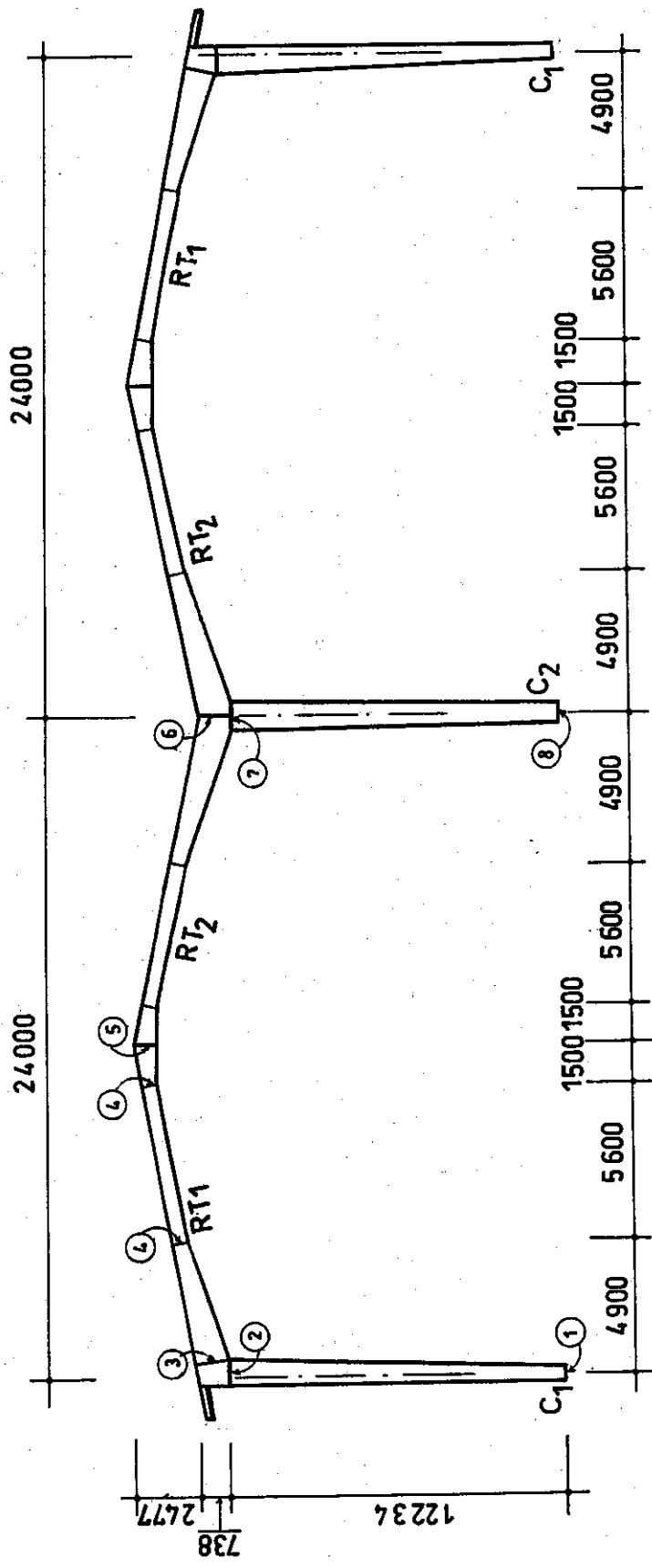
کارخانه آجررست ووز مشهـد  
 DWG. NO. 123\_S2\_0601



کارخانه محصولات سیمان شیما ( قلاب h )

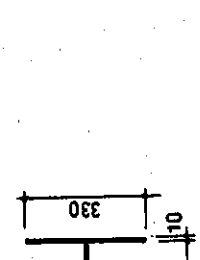
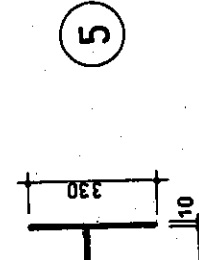
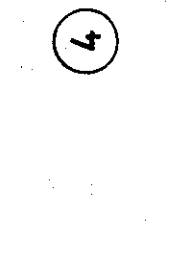
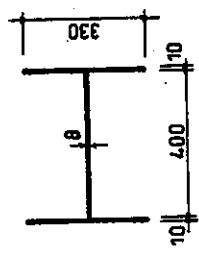
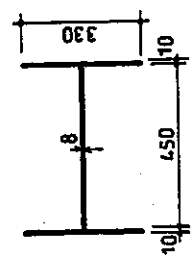
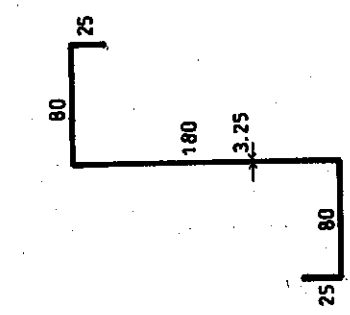
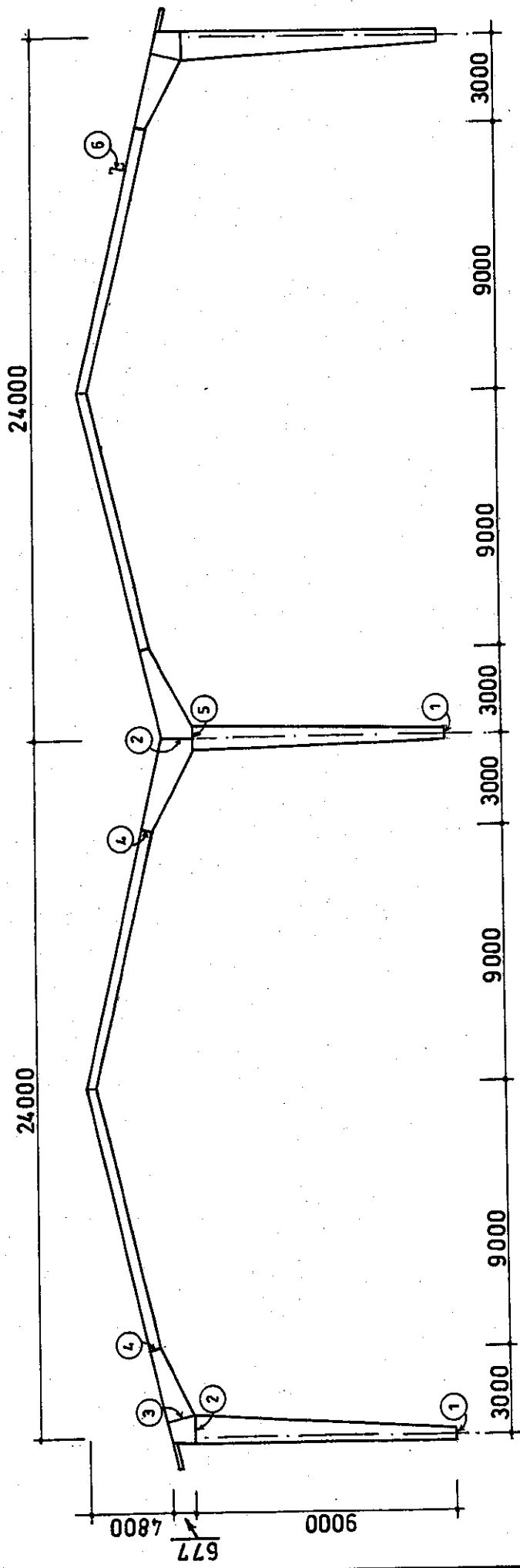


کا رخا نہ محصولات سیمانی شمال ( قباب آ )  
 DWG.NO:108-S2-160



کا رخا نه محصولات سیمانی شمال ( قاب d )  
 DWG. NO: 108-S2-131

مرکز تحقیقات و آزمایشگاه نسوزا صفهان  
 DWG. NO. 106\_S2\_0100



1

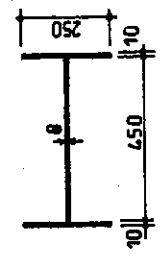
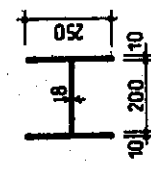
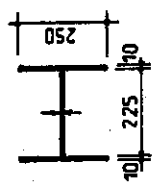
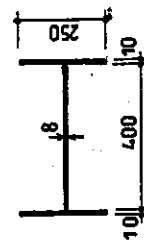
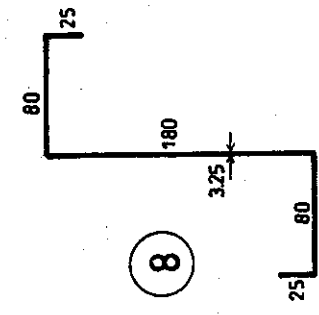
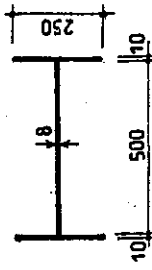
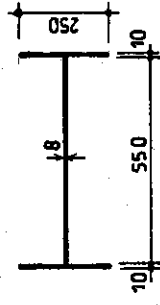
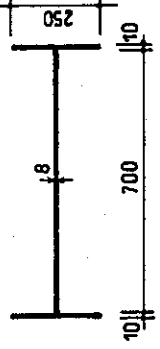
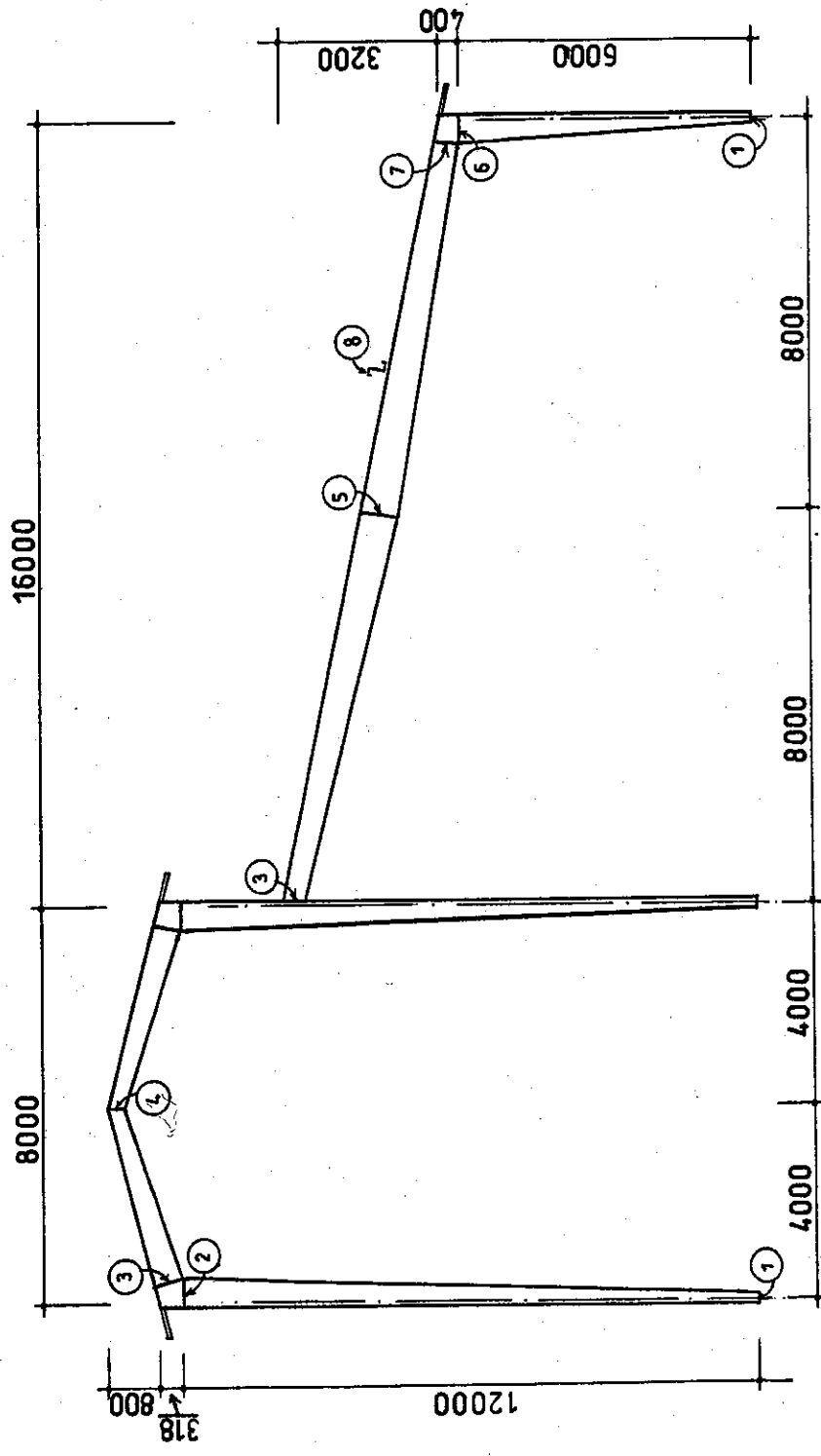
2

3

4

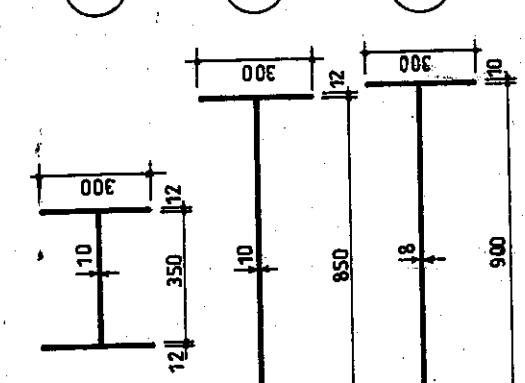
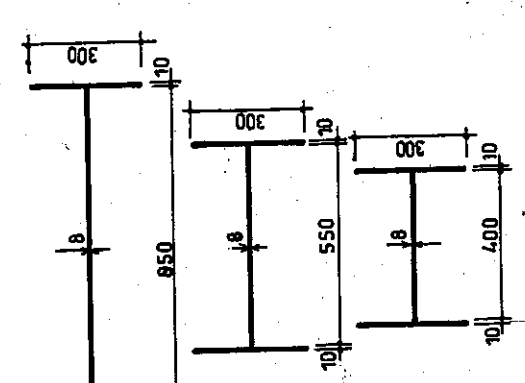
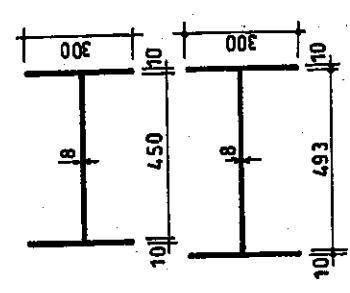
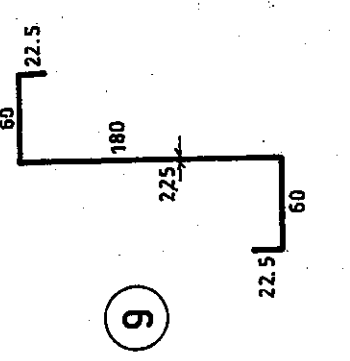
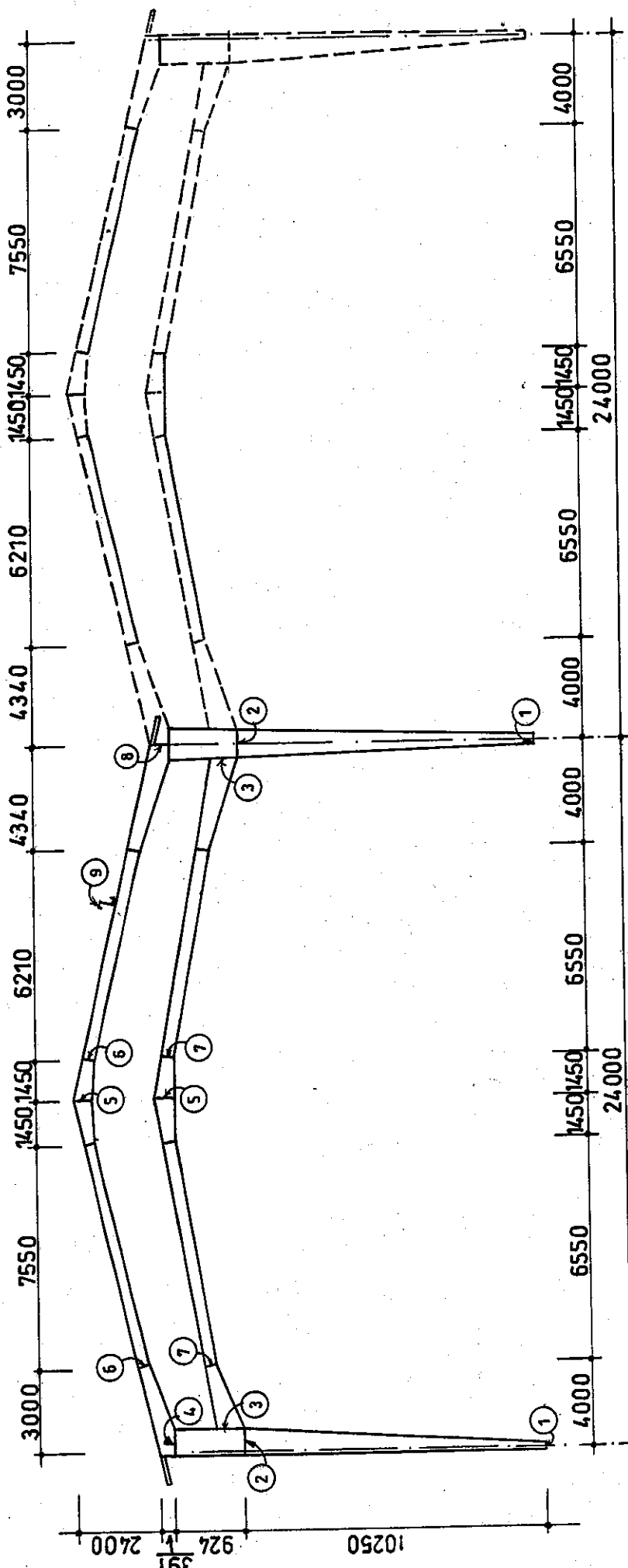
5

6

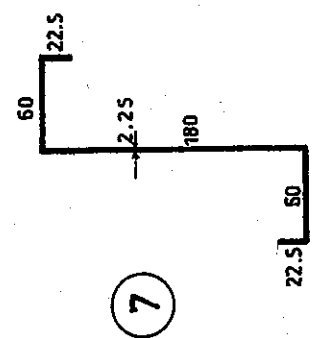
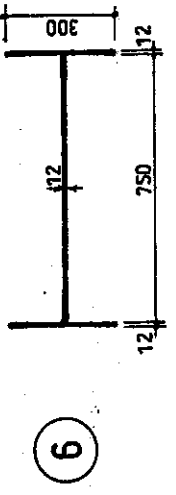
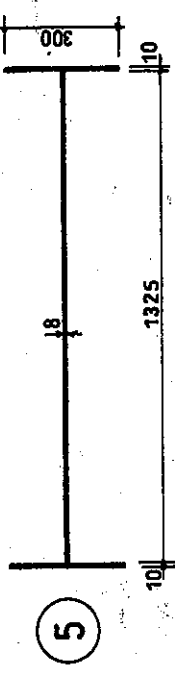
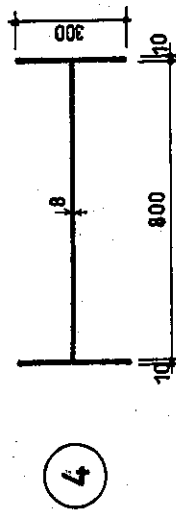
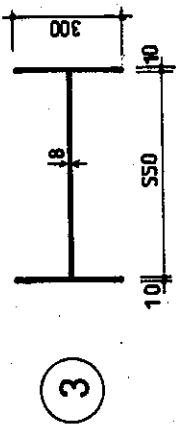
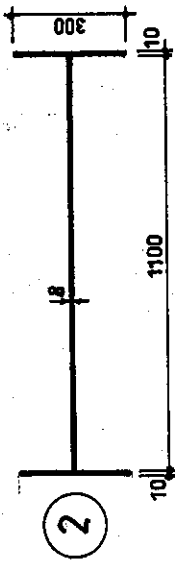
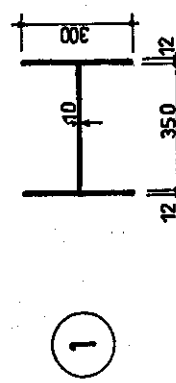
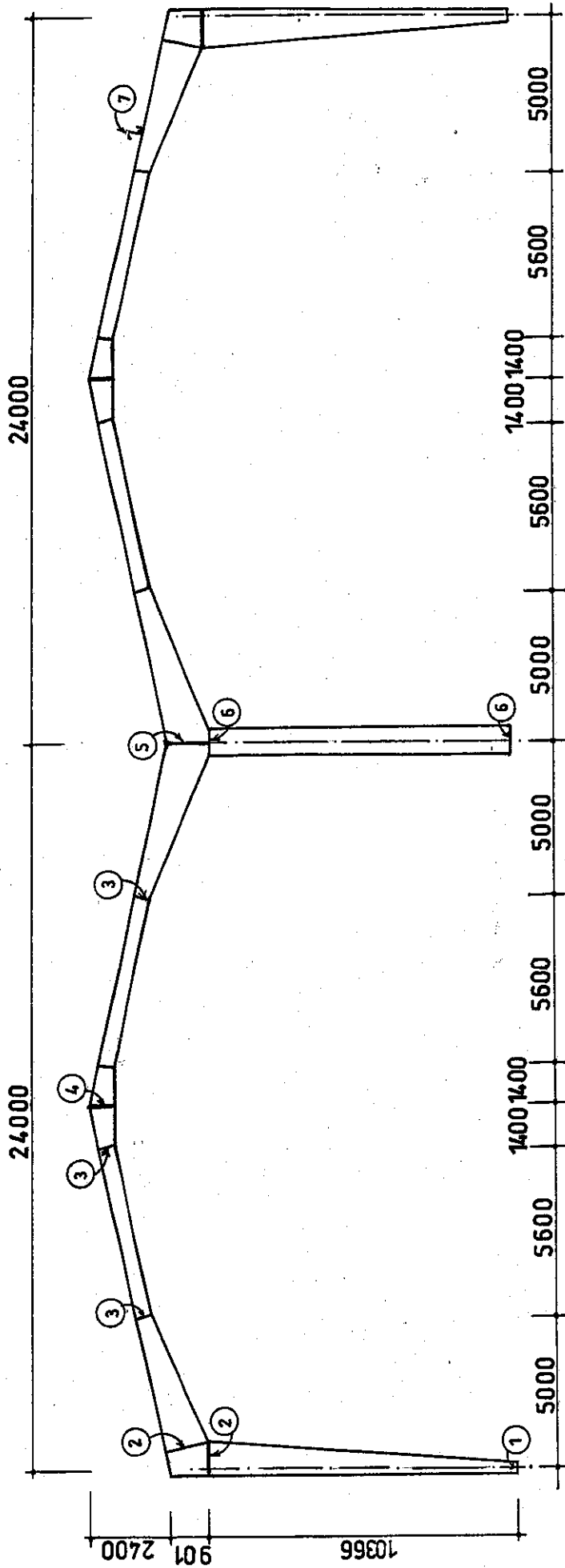


مرکز تحقیقات و آزمایشگاه نسوزا صفهان  
 DWG. NO. 106\_S2\_0100

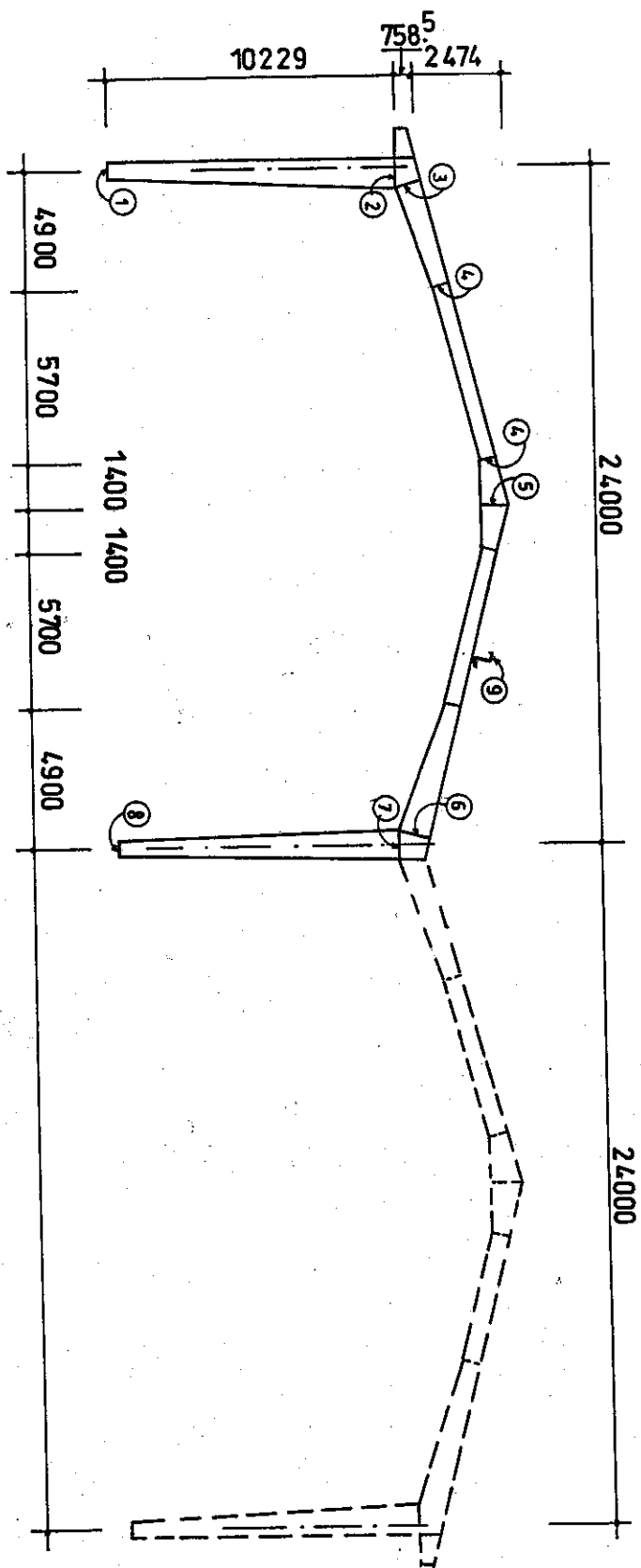




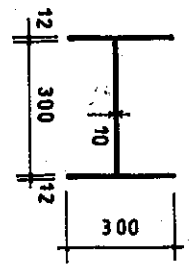
کا رخا نه محصولات سیمانی شمال ( قاب ل )  
 DWG.NO.108\_S2\_157



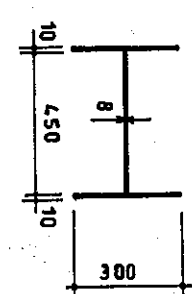
کارخانه محصولات سیمانی شمال ( قاب e )  
 DWG. NO. 108\_S2\_133



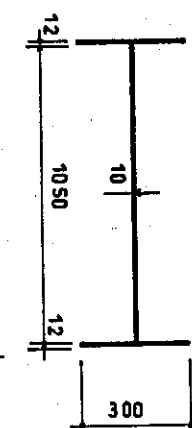
1



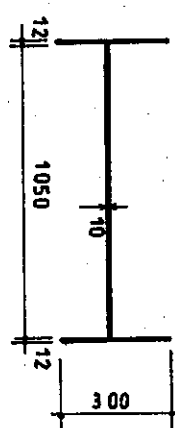
4



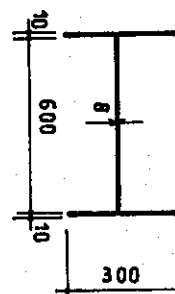
7



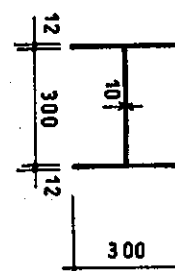
2



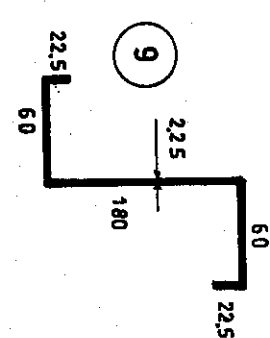
5



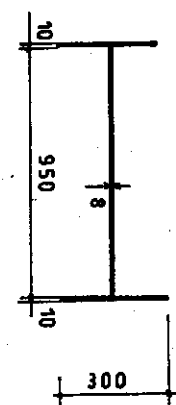
8



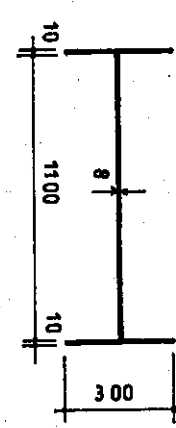
9



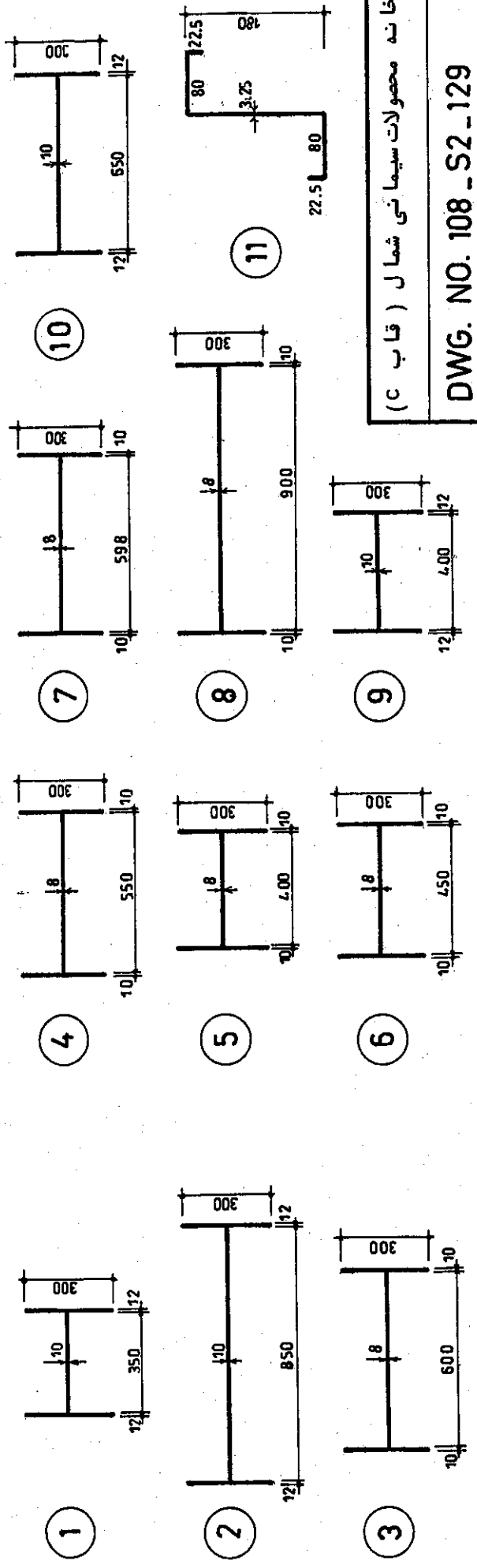
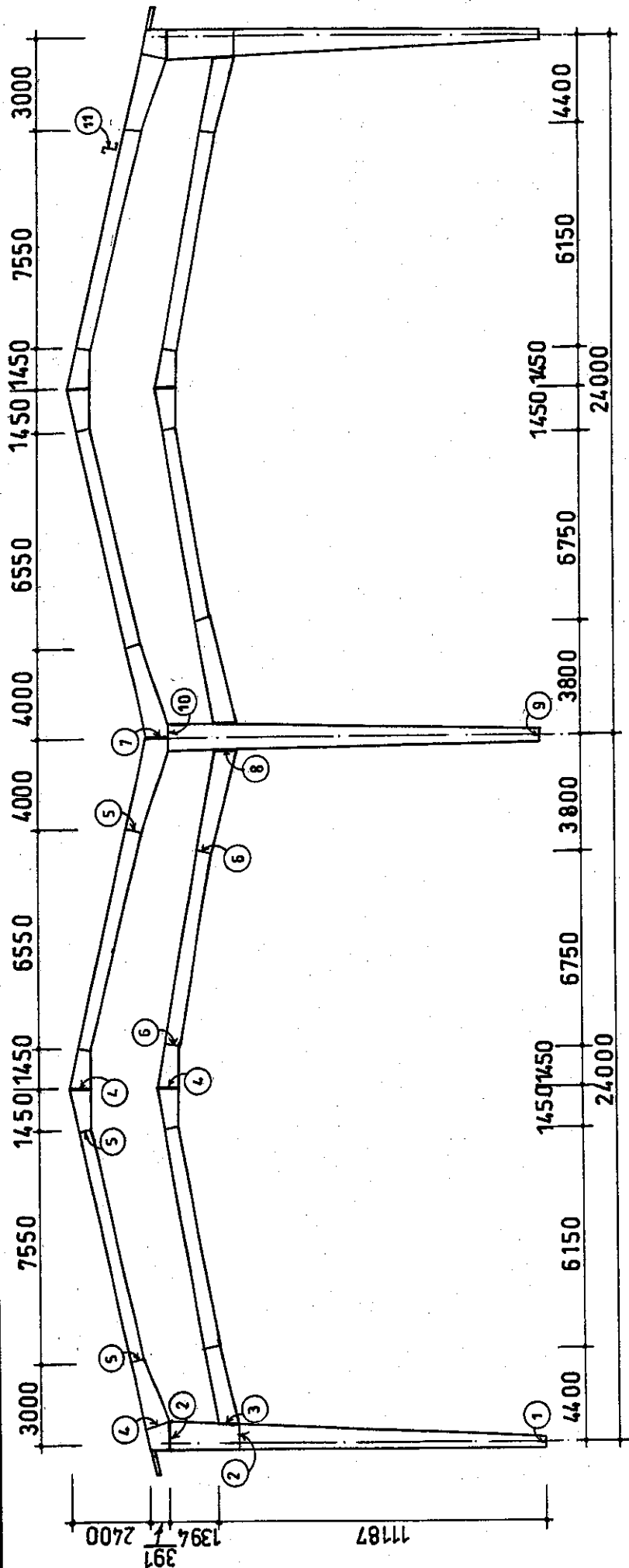
3



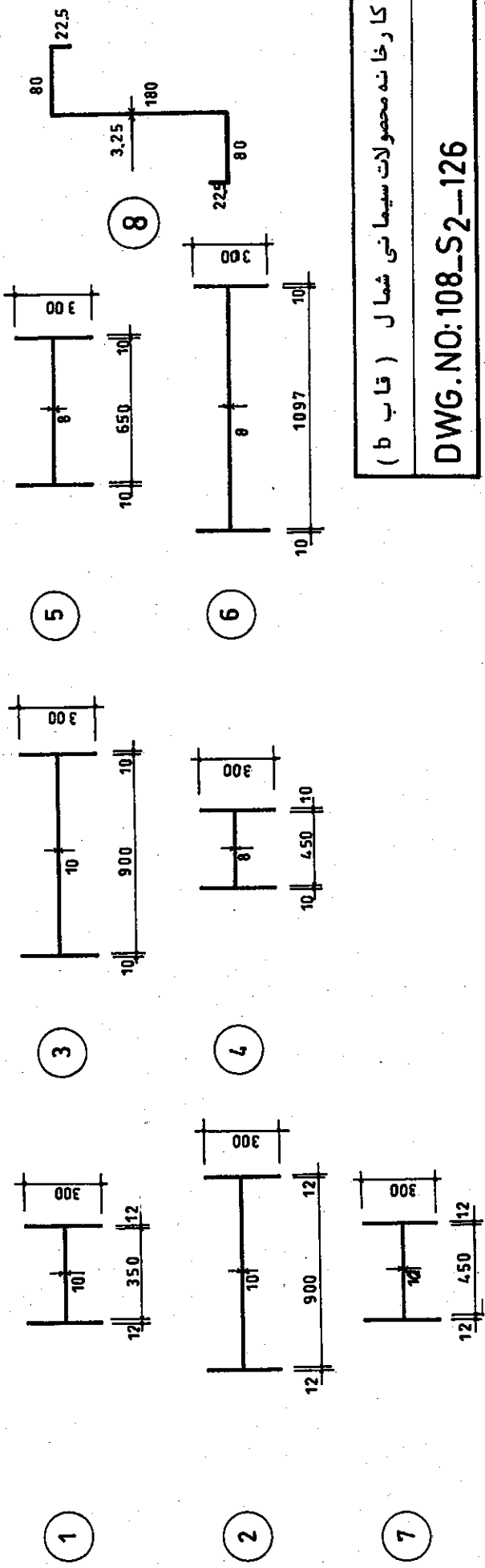
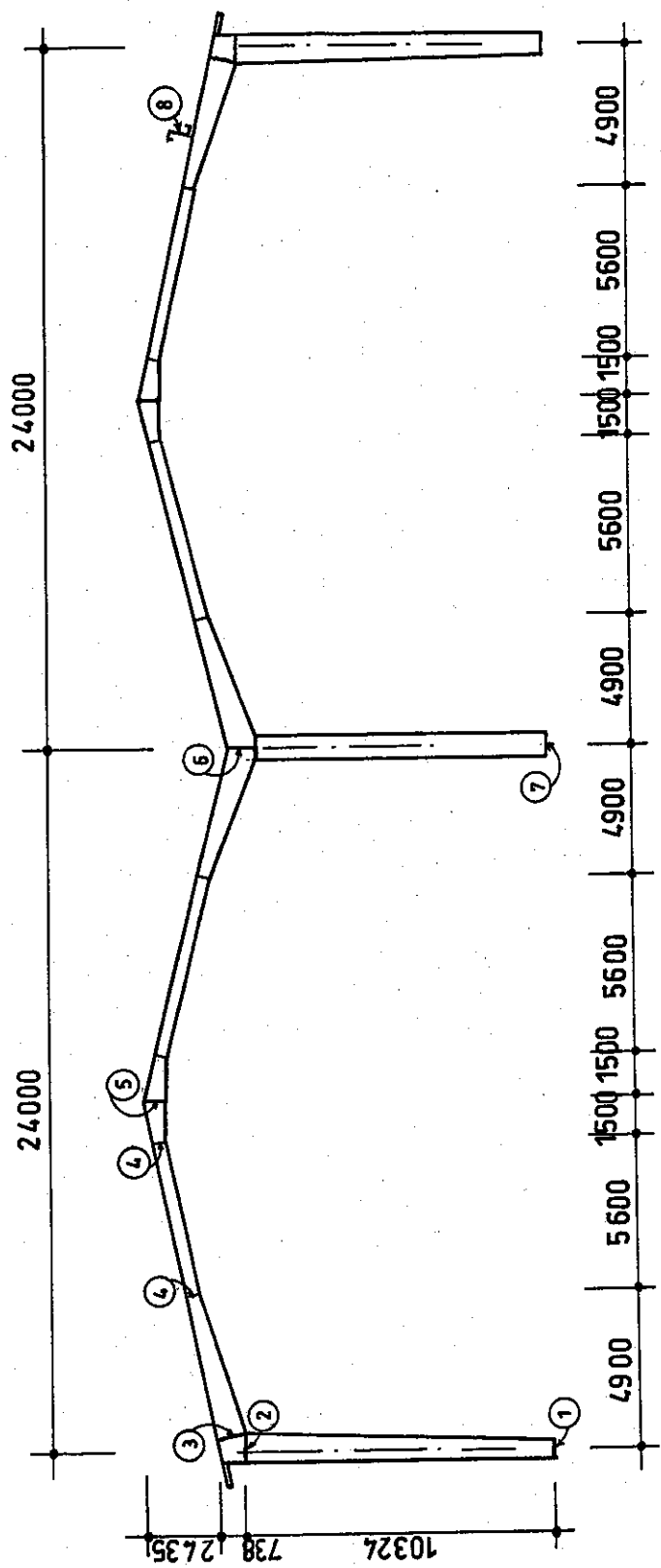
6



کارخانه محصولات شیمیائی شمال (فاب ف)

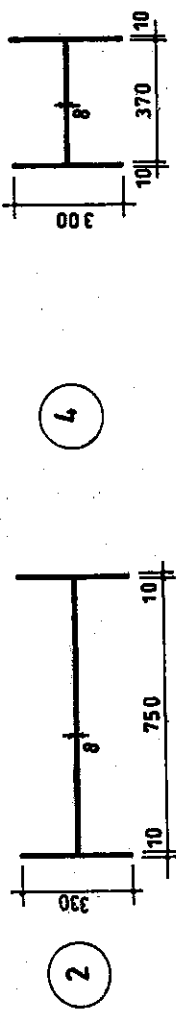
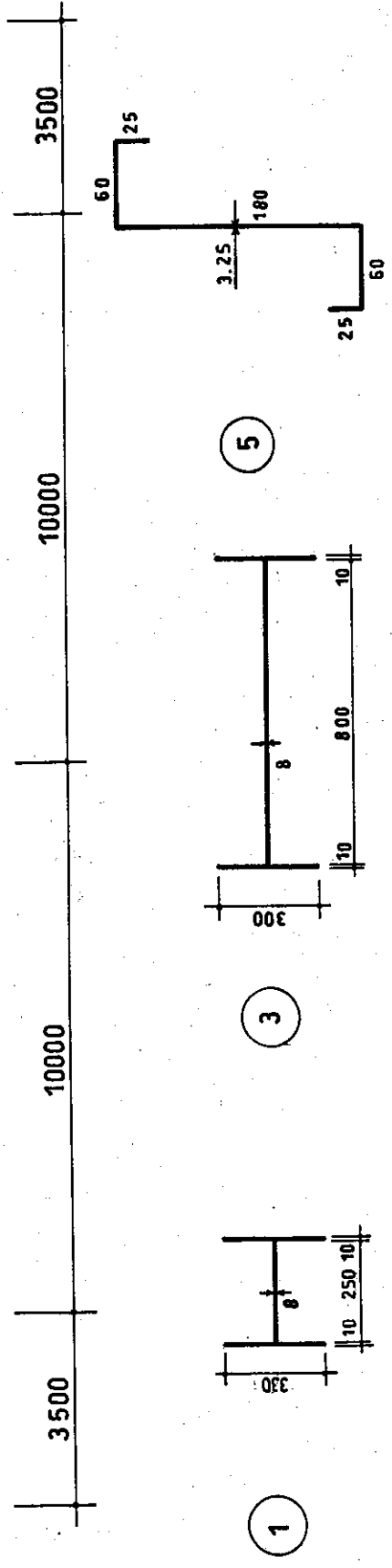
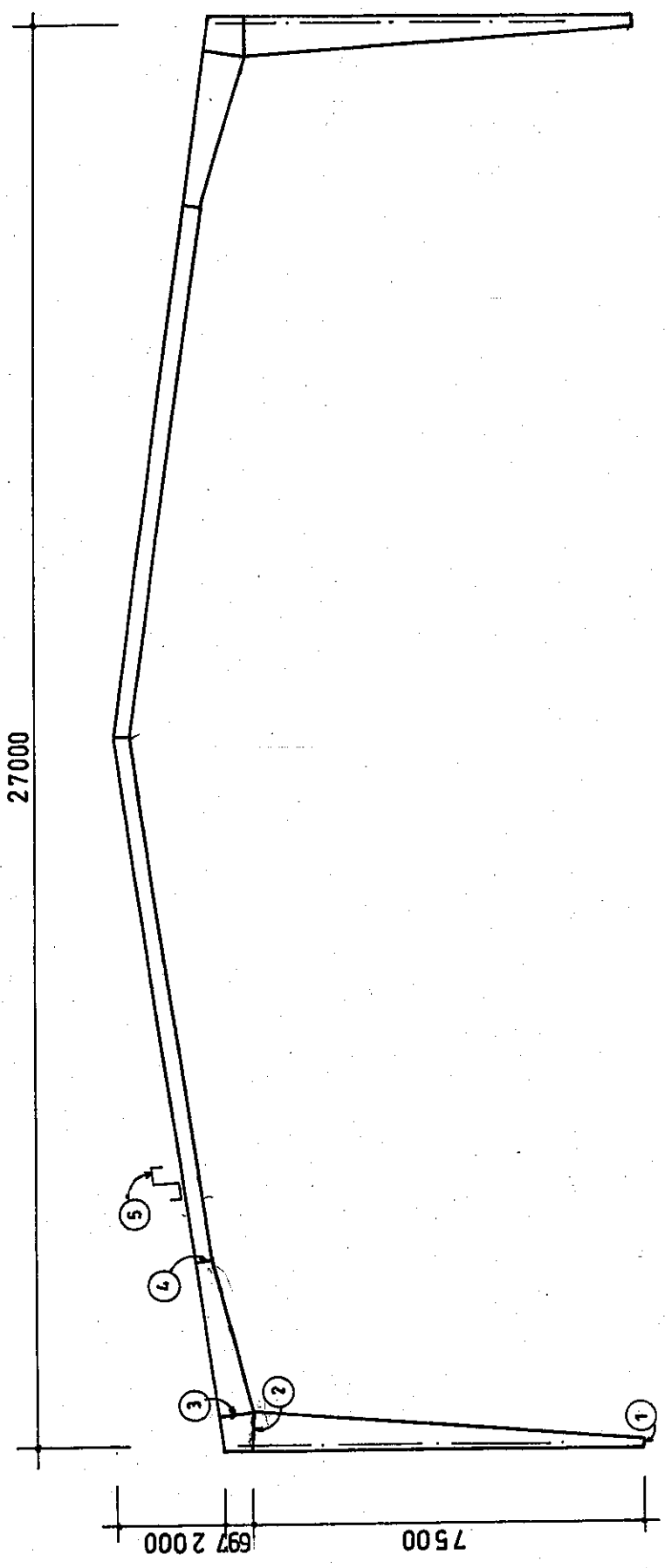


کارخانه محصولات سیمان شمال (قالب C)  
 DWG. NO. 108\_S2\_129

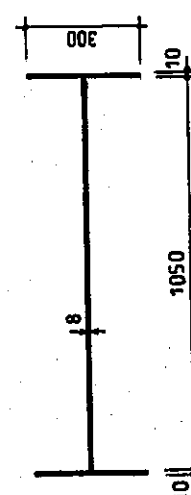
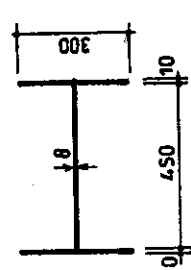
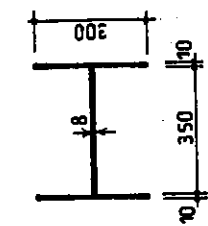
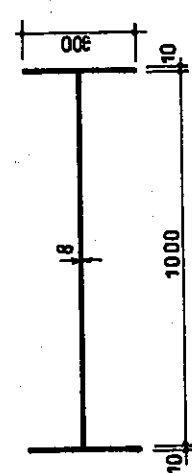
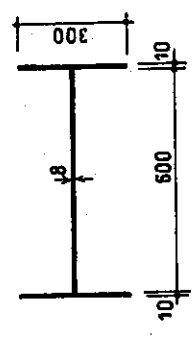
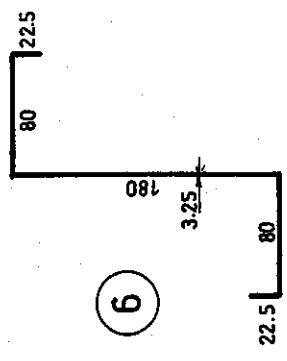
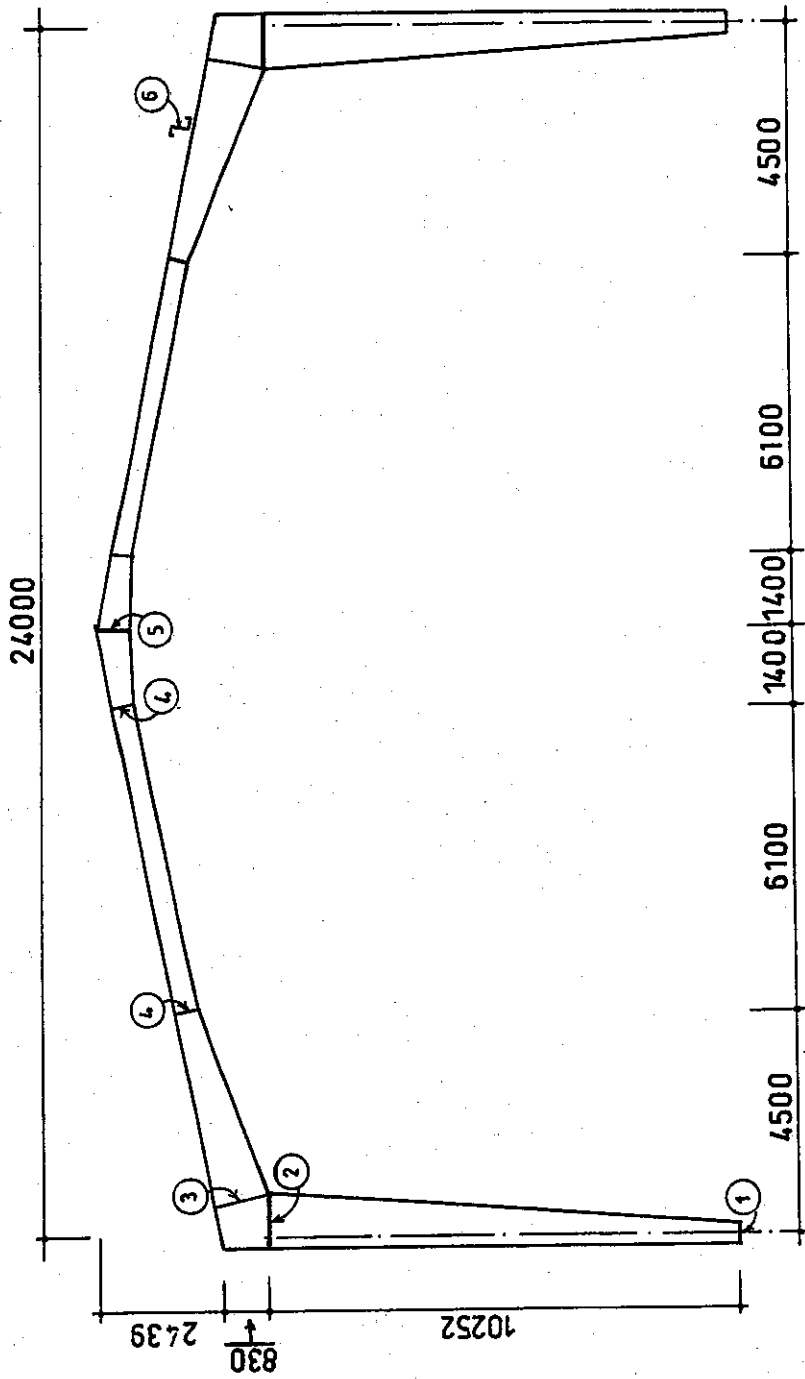


کا رخا نہ محصولات سیمانی شمال ( قاب b )

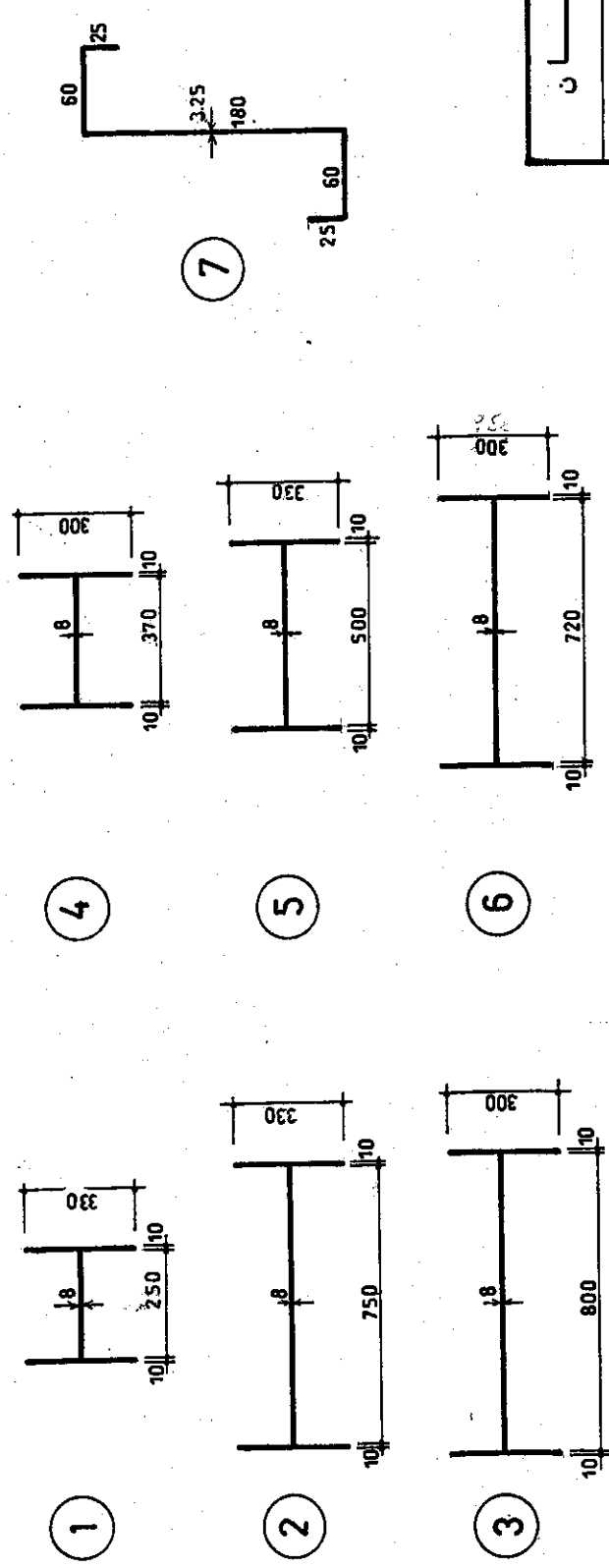
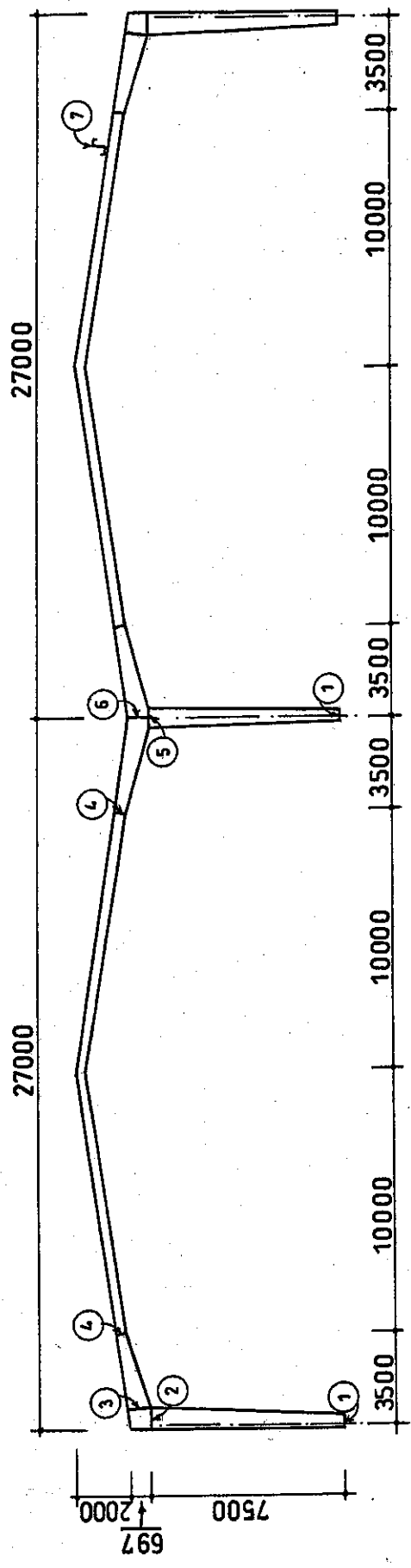
DWG.NO:108\_S2-126



کا رخا نہ لاسٹیک خورست  
 DWG NO. 126-S1-0900

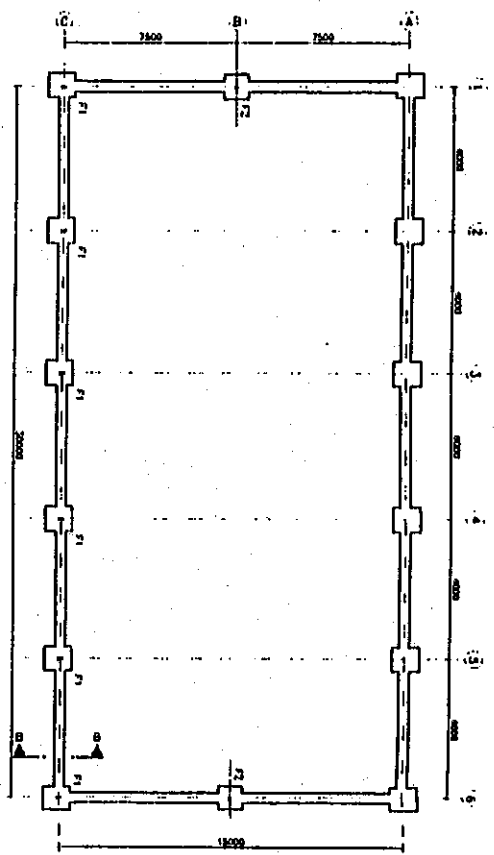


کا رخا نہ محصولات سیمانی شما ل ( قاب a )  
 DWG. NO. 108\_S2\_125

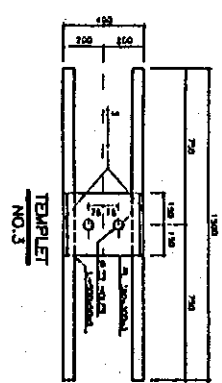


کارخانہ لاستیک خوزستان  
 DWG. NO. 126\_S1\_0900

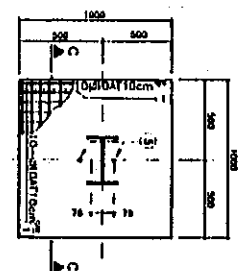




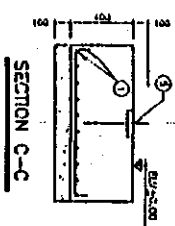
FOUNDATION PLAN



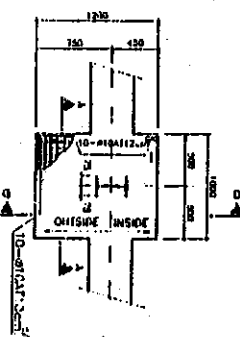
TEMPLET NO.3



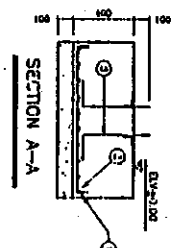
FOUNDATION TYP.F2



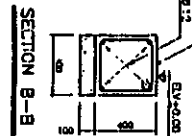
SECTION C-C



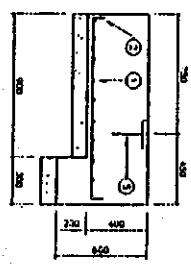
FOUNDATION TYP.F1



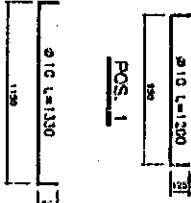
SECTION A-A



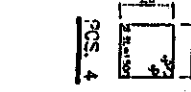
SECTION B-B



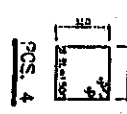
SECTION D-D



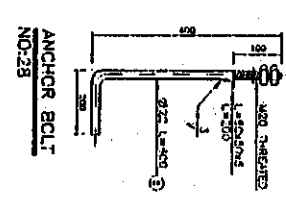
POS. 1



POS. 2



POS. 4



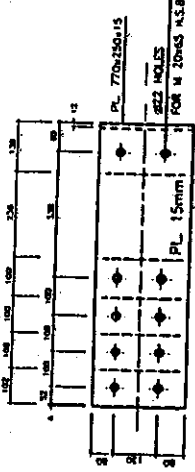
ANCHOR BOLT NO.28

توضیحات:  
 1- مصالح مصرفی بتن: 280 kg/cm<sup>3</sup> / فولاد: 285 kg/cm<sup>2</sup> / میلگرد: 240 kg/cm<sup>2</sup>  
 2- بارگذاری: طبق نقشه معماری و سازه  
 3- مصالح مصرفی: بتن: 280 kg/cm<sup>3</sup> / فولاد: 285 kg/cm<sup>2</sup> / میلگرد: 240 kg/cm<sup>2</sup>  
 4- بارگذاری: طبق نقشه معماری و سازه  
 5- مصالح مصرفی: بتن: 280 kg/cm<sup>3</sup> / فولاد: 285 kg/cm<sup>2</sup> / میلگرد: 240 kg/cm<sup>2</sup>  
 6- بارگذاری: طبق نقشه معماری و سازه

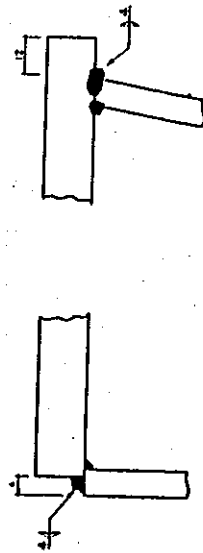
نقشه های پیوسته لتاسیج  
 طرح و سازه قابهای سبیلدار  
 سازه های فولادی

PROJ. NO.	DWG. NO.	5-1
PRQL. NO.	DATE	7/7/75
SCALE	DRAWN	ASR/AMM
DWG. TITLE	CHECKED	WJ/DJ
FOUNDATION & DETAILS	APPROVED	
PRQL. FOR:	DESIGNED	INFORM

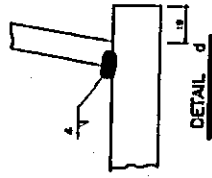
POS. 4  
NO.12



VIEW AA



DETAIL b



DETAIL C

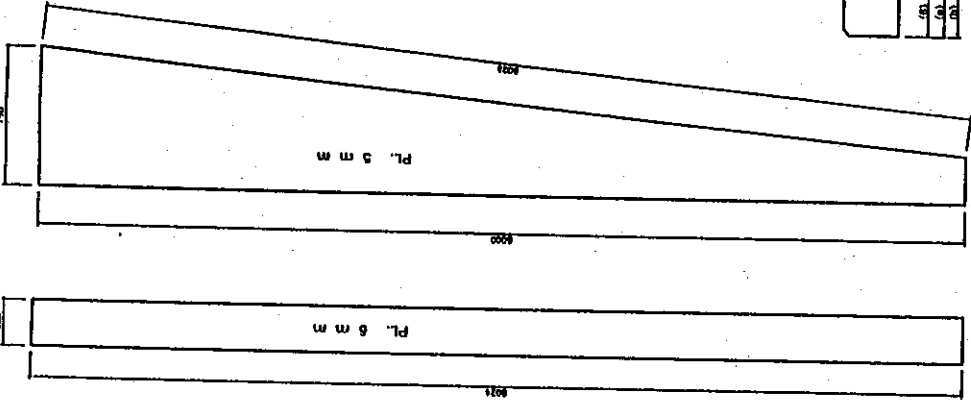
NOTE:

ST-37 موزن سببی 37

fy=2400 kg./cm<sup>2</sup>

H.S.B=8.8 موزن سببی 8.8 = A325

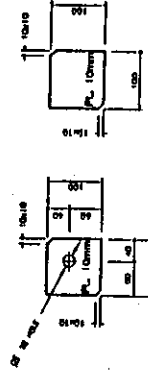
REV. NO.	5-2
PROJ. NO.	
DATE	7/9/5
DRAWN	ALHARJARI
CHECKED	MAJIDI
APPROVED	
DESIGNED	ACRMA



POS. 2  
NO.12

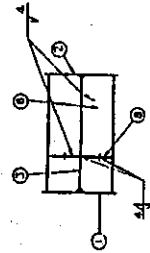
POS. 3  
NO.12

POS. 6,a,b  
NO. 24+24+24

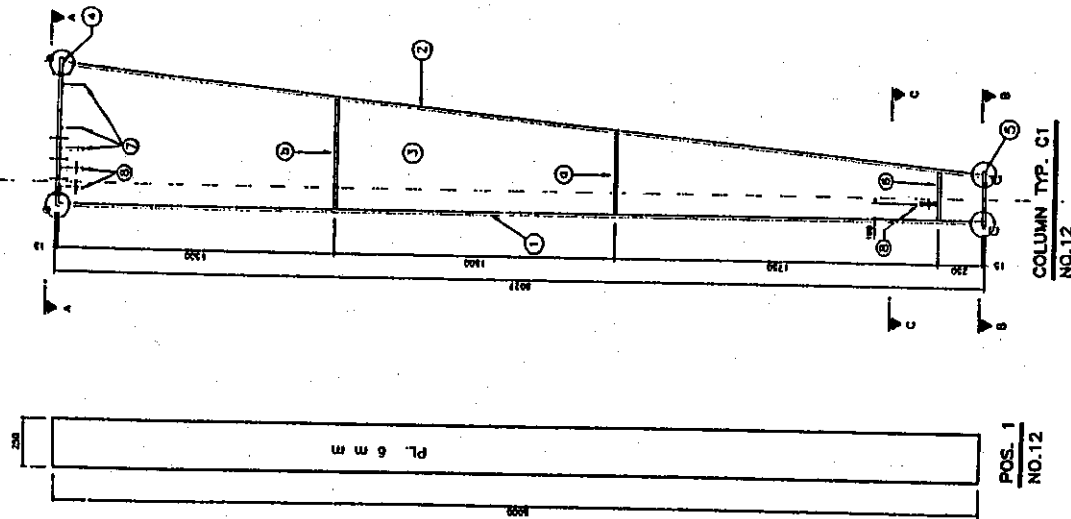


POS. 7  
NO.72

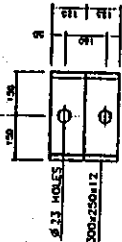
POS. 8  
NO.72



SECTION C-C

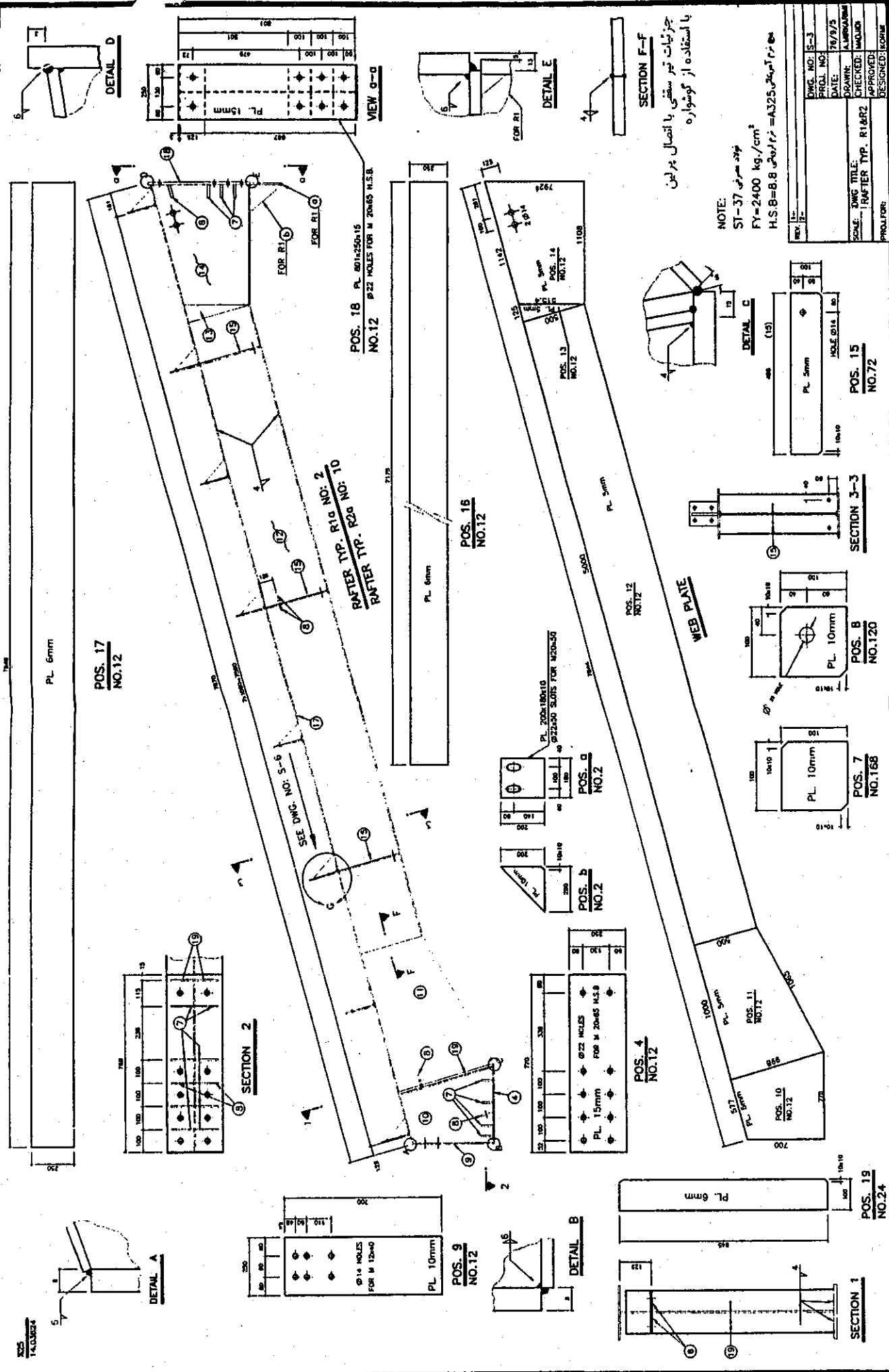


POS. 1  
NO.12



SECTION B-B

POS. 5  
NO.12



جزئیات تیر سفتی با اتصال پیرین  
با استفاده از گوشواره

NOTE:  
ST-37 فولد صحری  
FY=2400 kg./cm<sup>2</sup>  
H.S.B=8.8

DWG. NO:	IS-3
PROJ. NO:	
DATE:	7/9/75
DRAWN:	A. LARHANI
CHECKED:	MAJID
APPROVED:	
DESIGNED:	MAJID

POS. 17  
NO.12  
PL 6mm

RAFTER TYP. R1a NO. 2  
RAFTER TYP. R2a NO. 10

POS. 18  
NO.12  
PL 20x125x15  
Ø 22 HOLES FOR M 20x65 N.S.B.

POS. 15  
NO.12  
PL 6mm

POS. 12  
NO.12  
PL 20x100x10  
Ø 22x50 SLABS FOR 420x50

POS. 11  
NO.2  
PL 15mm  
Ø 22 HOLES  
FOR M 20x65 H.S.B

POS. 10  
NO.12  
PL 15mm  
Ø 22 HOLES  
FOR M 20x65 H.S.B

POS. 4  
NO.12  
PL 6mm

POS. 12  
NO.12  
WEB PLATE

POS. 7  
NO.168  
PL 10mm

POS. 8  
NO.120  
PL 10mm

POS. 15  
NO.72  
PL 5mm  
MOLE Ø14

SECTION 1

POS. 19  
NO.24  
PL 6mm

SECTION 3-3

POS. 15  
NO.72

SECTION F-F

DETAIL B

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

FOR R1

FOR R1

POS. 9  
NO.12  
PL 10mm  
Ø 14 HOLES  
FOR M 12x40

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

POS. 19  
NO.24

DETAIL A

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

POS. 19  
NO.24

SECTION 2

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

POS. 19  
NO.24

DETAIL D

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

POS. 19  
NO.24

DETAIL E

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

POS. 19  
NO.24

VIEW C-C

POS. 10  
NO.12

POS. 11  
NO.2

POS. 12  
NO.12

POS. 13  
NO.12

POS. 14  
NO.12

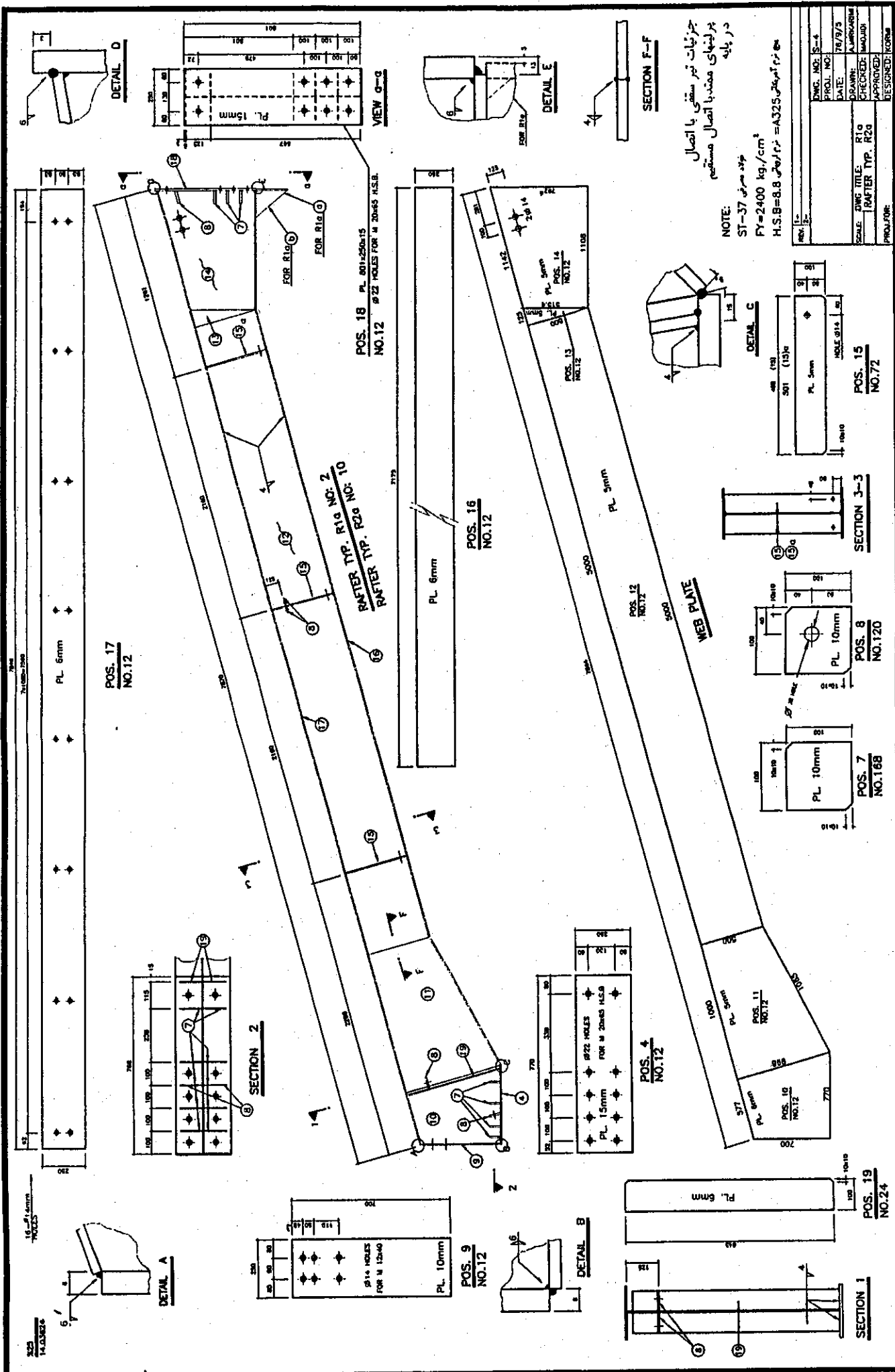
POS. 15  
NO.12

POS. 16  
NO.12

POS. 17  
NO.12

POS. 18  
NO.12

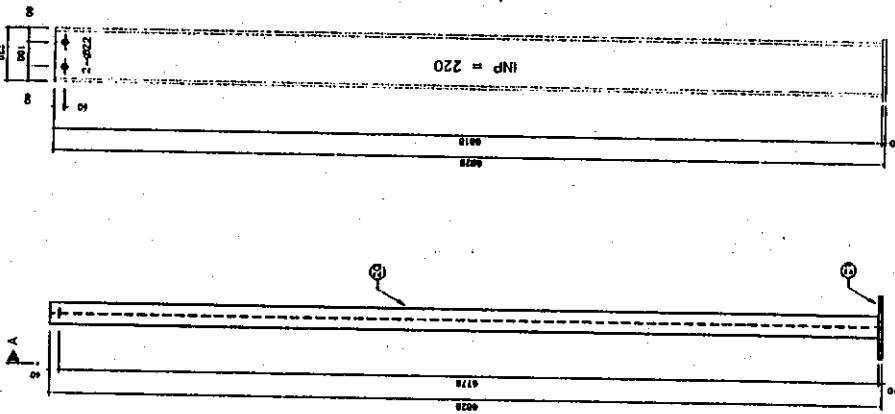
POS. 19  
NO.24



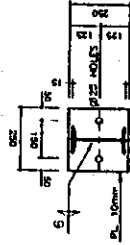
جزئیات تیر مستقی با اتصال  
 بر زینهای متدبدا اتصال مستقیم  
 در پایه  
 NOTE:  
 ST-37  
 $FY = 2400 \text{ kg./cm}^2$   
 $H.S.B = 8.8$

REV.:		SCALE:	DWG. TITLE:	DESIGNED:
DWG. NO.:	S-4	DATE:	78/9/3	APPROVED:
PROJ. NO.:		DESIGNER:	M. J. KARIM	
		CHECKED:	(Signature)	
		RAFTER TIP. R2g		

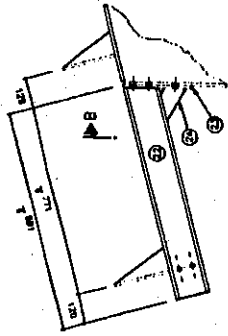
16mm HOLES  
 POS. 17 NO.12  
 POS. 16 NO.12  
 POS. 15 NO.72  
 POS. 14 NO.12  
 POS. 13 NO.12  
 POS. 12 NO.12  
 POS. 11 NO.12  
 POS. 10 NO.12  
 POS. 9 NO.12  
 POS. 8 NO.120  
 POS. 7 NO.168  
 POS. 6 NO.12  
 POS. 5 NO.12  
 POS. 4 NO.12  
 POS. 3 NO.12  
 POS. 2 NO.12  
 POS. 1 NO.24



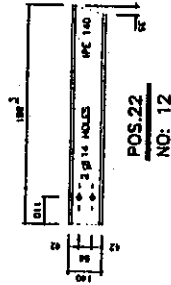
POS.20  
NO: 2  
SEC.A-A



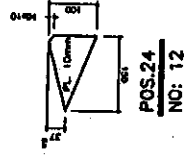
POS.21  
NO: 2



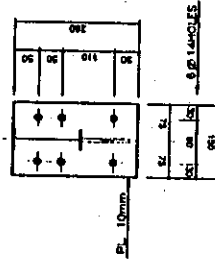
TYPICAL CONNECTION



POS.22  
NO: 12



POS.24  
NO: 12



POS.23  
NO: 12  
SEC.B-B

NOTE:

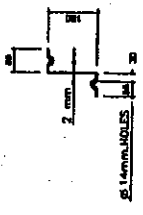
ST-37 مود صوري

FY=2400 kg./cm<sup>2</sup>

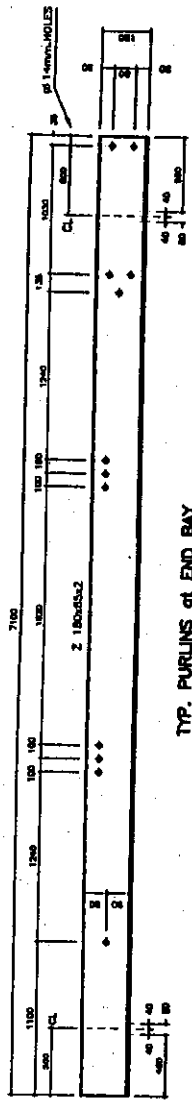
H.S.B=8.8 مود / مود = A325

REV. 1	2
REV. 2	2
DWG. NO.	S-5
PROJ. NO.	
DATE	7/9/5
DRAWN	AMROOH
SCALE	COLUMN TP-C-2 & SHADE
CHECKED	MOJIB
APPROVED	
DESIGNED	KORH

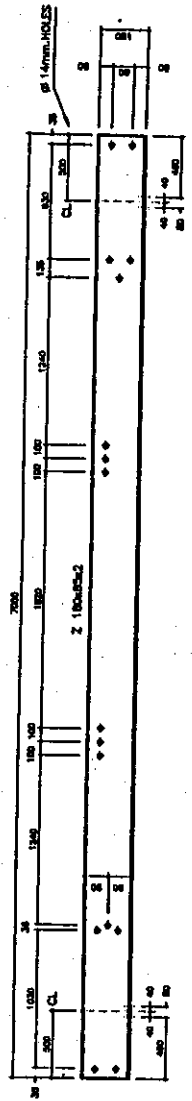




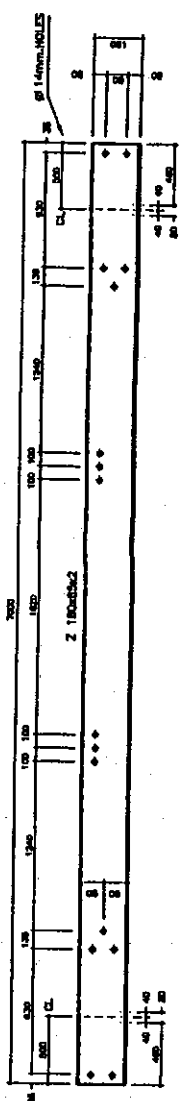
TYP. SECTION



TYP. PURLINS at END BAY  
No. = 18+18



TYP. PURLINS at FIRST INTERIOR BAY  
No. = 18+18



TYP. PURLINS at INTERIOR BAY  
No. = 9+9

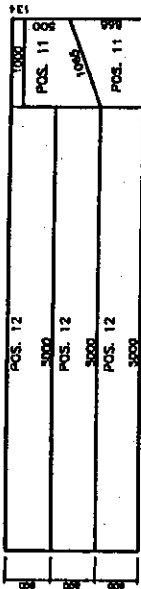
TYP. PURLINS at CONTINUOUS SYSTEM

جزئیات سوراختاری پرتعداد صورتی که داخل یکدیگر ممتد باشند و از گوشواره استفاده نشود

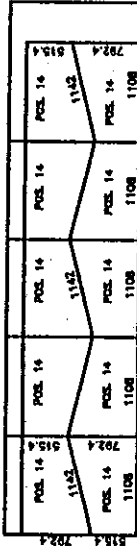
REV. No.	
DWG. NO:	S-7
PROJ. NO:	
DATE:	17/6/18
DRAWN:	A. KARIMI
CHECKED:	M. KARIMI
APPROVED:	M. KARIMI
DESIGNED:	M. KARIMI
SCALE:	DWG TITLE: PURLINS at CONT. SYSTEM
PROJECT:	

REV	NO.	BY	DATE	DESCRIPTION
	1	...	77/8/18	...
DRAWN: ALMURSHI			CHECKED: ALMOHAMMAD	APPROVED: ALJOKRI
DESIGNED: ALJOKRI				

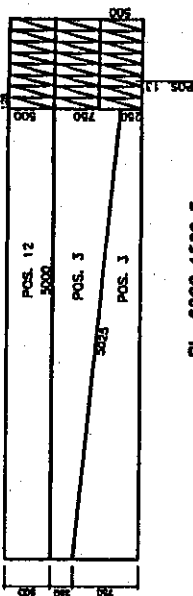
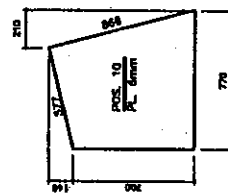
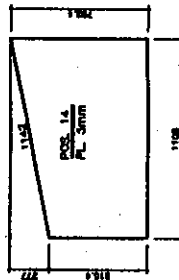
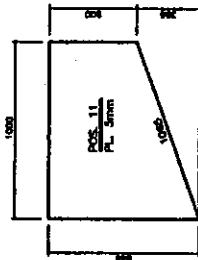
NOTE:  
1-ST-37 مود صبرى  
FY=2400 kg./cm<sup>2</sup>



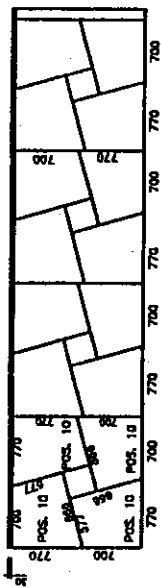
PL 6000x1500x5



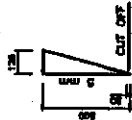
PL 6000x1500x5



PL 6000x1500x5



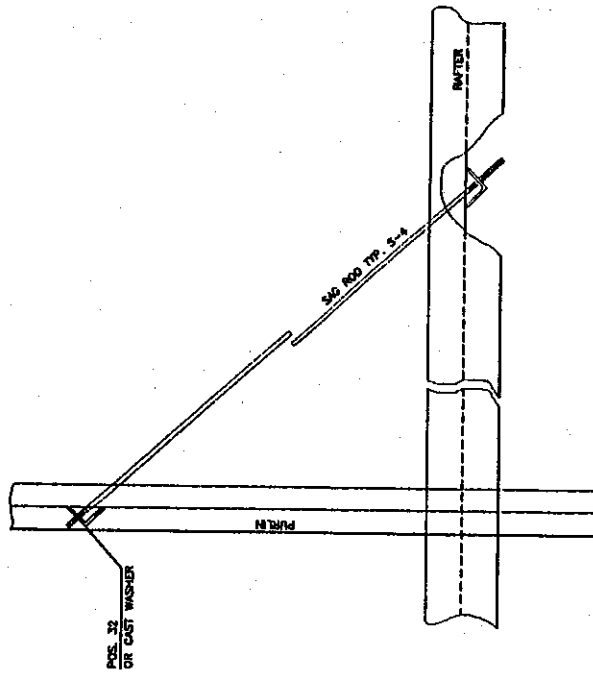
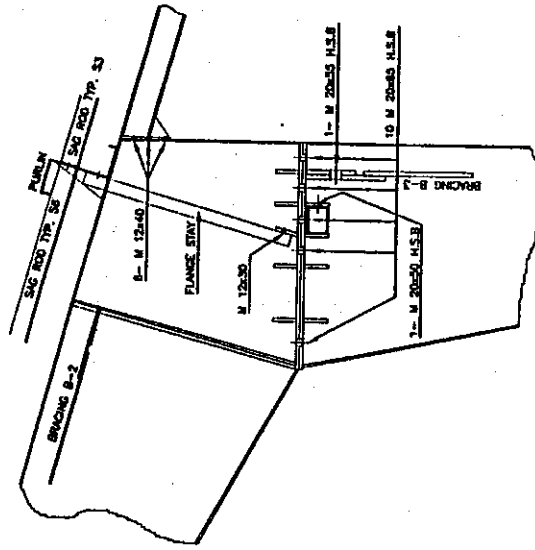
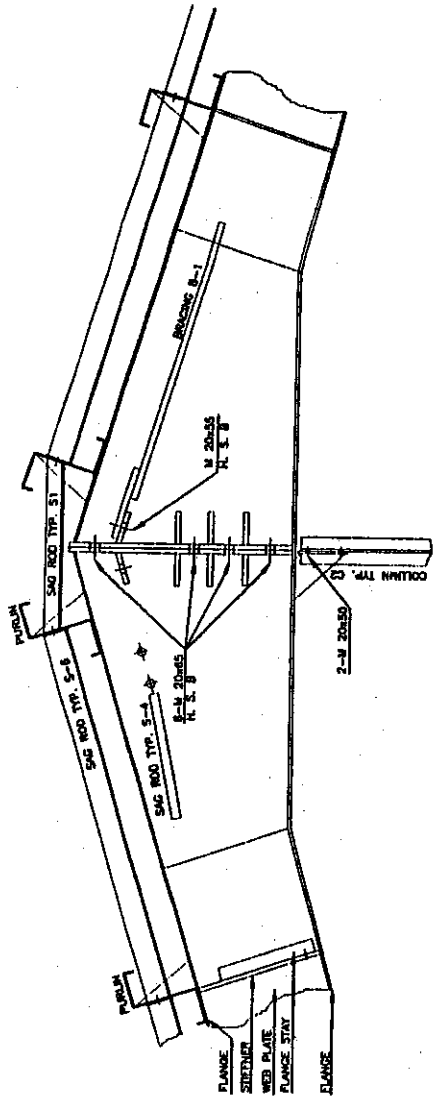
PL 6000x1500x5



POS. 13

REV	NO.	BY	DATE	DESCRIPTION
	1	...	77/8/18	...
DRAWN: ALMURSHI			CHECKED: ALMOHAMMAD	APPROVED: ALJOKRI
DESIGNED: ALJOKRI				



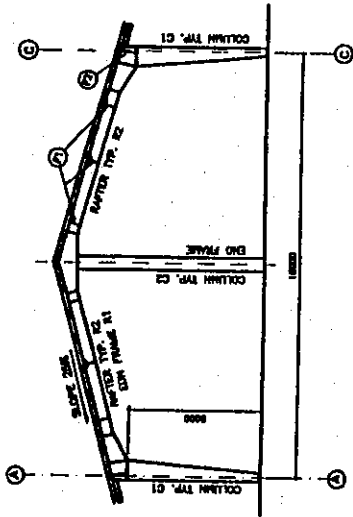


NOTE:

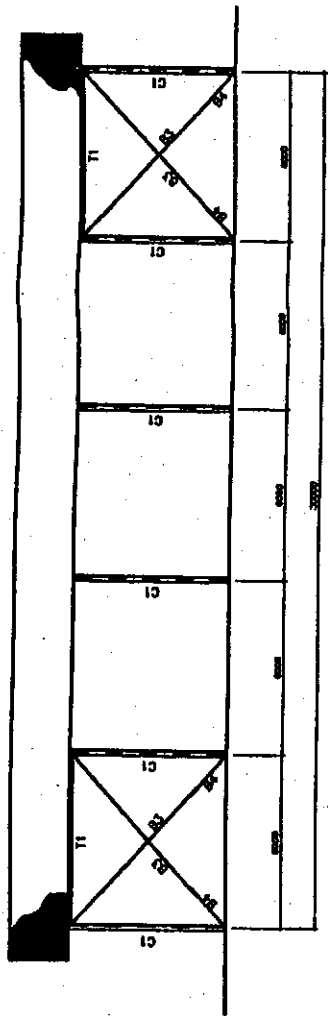
- 1-ST 37
- FY=2400 kg/cm
- 2-H.S.B=8.8

مهندس: A325

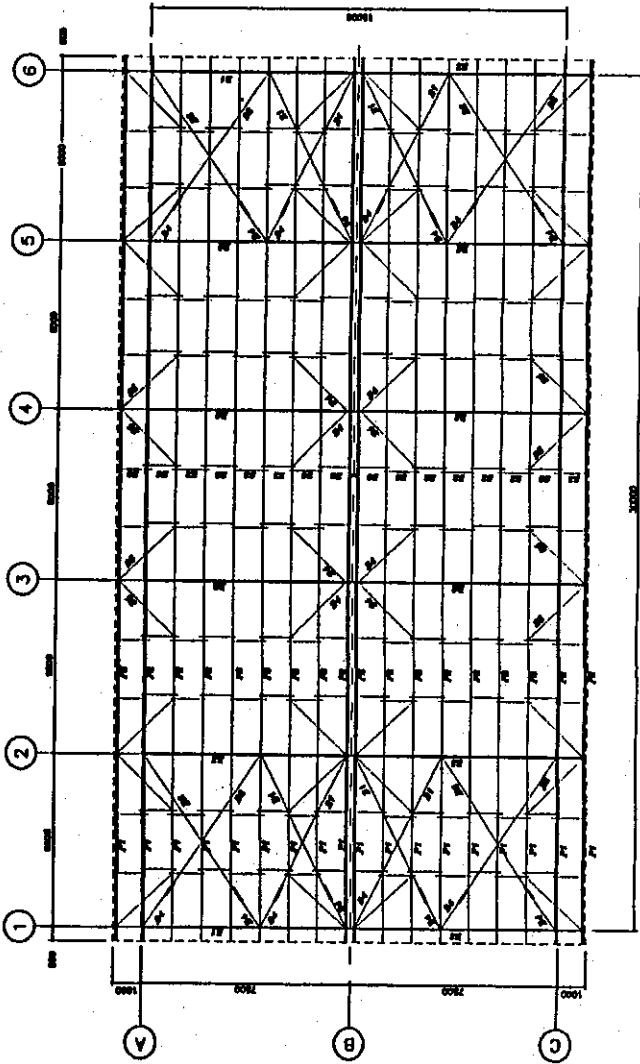
NO.:	5-9
DWG. NO.:	5-9
PROJ. NO.:	
DATE:	7/7/18
DRAWN:	AMRABAR
CHECKED:	AMRABAR
APPROVED:	M.J. KORBAL
DWG TITLE:	CONNECTION DETAILS



**STEEL FRAME ELEVATION**

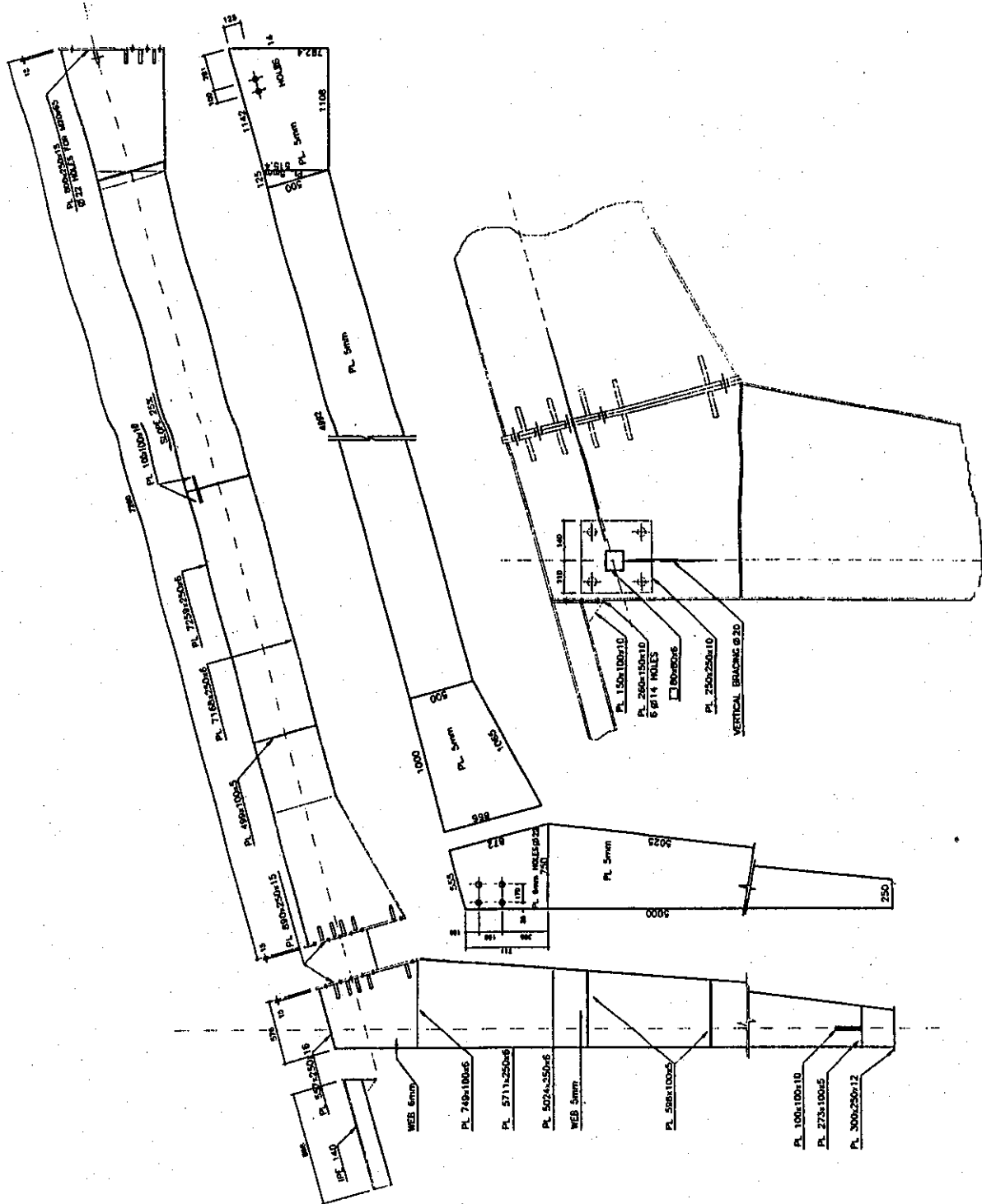


**SIDE ELEVATION**



**ROOF FRAMING PLAN**

NO.:	1
DWG. NO.:	15-10
PROJ. NO.:	
DATE:	7/7/18
DRAWN:	AMIRKARIM
CHECKED:	M.HOSSEIN
APPROVED:	M.HOSSEIN
DESIGNER:	M.HOSSEIN



اتصال مناسب ستون و تیرسقی جهت دهانه های بلند

NOTE:  
 ST-37  
 FY=2400 kg/cm<sup>2</sup>  
 H.S.B=6.8  
 مع ۲۲ ابریکلی = A325

REV. 1	DWG. NO. S-11
2	PROJ. NO.
	DATE: 76/9/5
	DRAWN: A. MARRAM
	CHECKED: M. QUD
	APPROVED:
	DESIGNED: K. RANJ
	DWG. TITLE: COLUMN & RAFTER
	PROJ. FOR:

TYPICAL CONNECTION

## فصل دوازدهم:

طراحی خرپاها

DESIGN OF ROOF TRUSSES

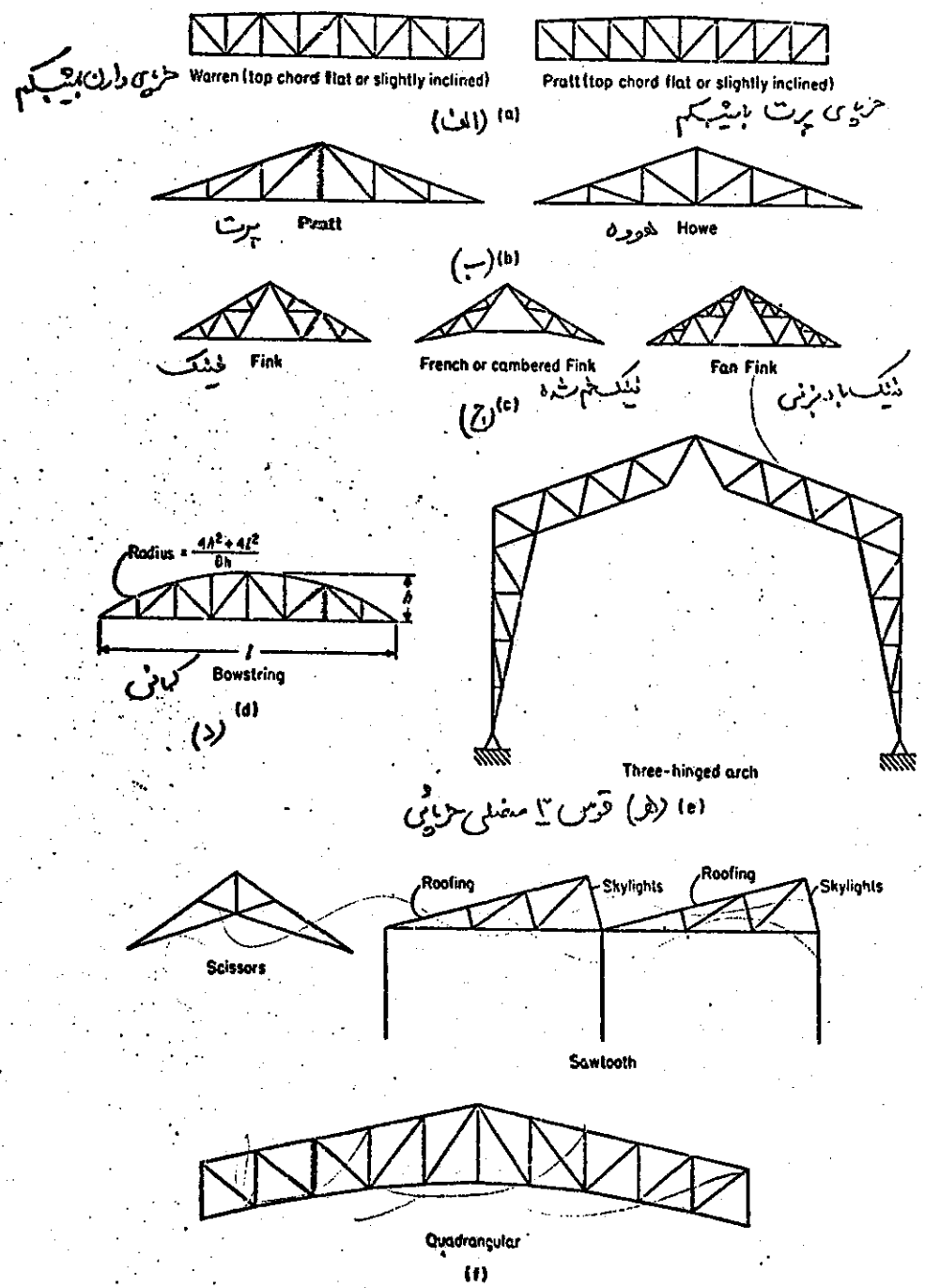


FIG. 17-1

شکل ۱ - انواع خنجر دارن متداول

۴ - نحوه باری خراباهای

خراباهای سقف را بطور مستقیم مثل قی نمایند زیرا نحوه اجرای آنها صورتی است که در فواصل معین

از هم دور آمتزی) لزمه قرار می گیرند و پوشش سقف بر روی آنها گذاشته می شود. لذا بار مرده و بار زنده سقف

اتزاناً باید بر تیرهای که در زیر سقف و مابین خرابه ها قرار می گیرند منتقل گردد و پس از طریق این تیرها

به مفصل خرابه منتقل گردد. این تیرها را اصطلاحاً لایه ویا پرین می گویند و عمدتاً از مصالح کورده

I شکل ویا ناودانی ها ویا برنیل های ۷ ساخته می شوند.

برای باری خرابه در مقابل نیروهای جانبی این نوع سازه که همانند تیروله احتیاج به یک سیستم مهارتی

در سقف و در جهت طول خواهند داشت. برای مهارتی از سقف می سبک و سازه های مک طبقه

معمولاً گذار متورمی شماره بالا که بصورت خمیری مابین لایه ها و ستونهای تکیه گاهی گذاشته می شوند

( استفاده می گردد. شکل ۳ نوری از این مهارت در برابر سقف خرابه های ماس می دهد.

DESIGN OF ROOF TRUSSES

serves the purpose of transferring the lateral loads to the building foundation. The amount of bracing used varies a great deal from engineer to engineer. In the paragraphs to follow a few general statements are made about the various types of lateral bracing.

Complete bracing systems are not often required in both the planes of the top and bottom chords; however, the presence of heavy moving loads and considerable vibration (as caused by moving cranes) may change the situation. Diagonal cross bracing should be used in the planes of the upper chord members. These members tie the trusses together and with the assistance of the purlins (which act as struts) provide the necessary upper chord bracing. The usual practice is to place upper chord bracing only every three or four bays as shown in part (a) of Fig. 17-11.

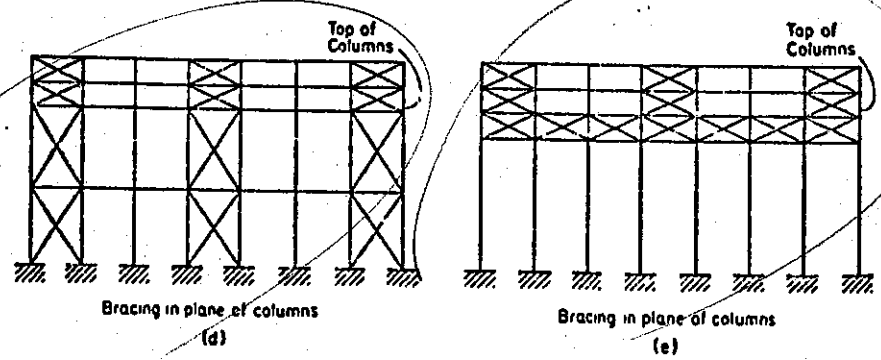
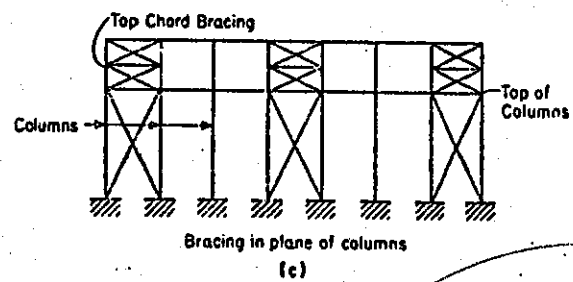
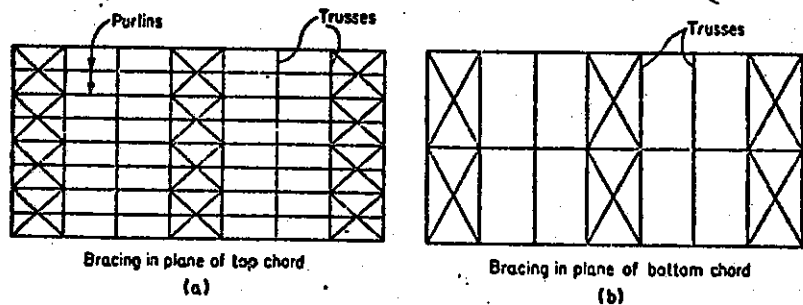


FIG. 17-11

نقل ۲ - مهاربندی سقف های خرابی

ج: خرابی قینک اگرستیز معوی، همیشه دو باینده است در شکل مشخص داده شده است برای

سفت آبی بیب زیاد حدود ۲ تا ۳ درجه نسبت به افق دیگر گرفته می شود. این خرابی ها با این

سبب از خرابی پیرت و هورده امتحان تر جواب می دهند و تا زمانه ۱۰ متر دیگر گرفته می شود. (Home, Plot)

خراب اغلب اعضای این خرابی کش می باشد و نیروی کشی که در اعضا کوره خرابی وجود دارد مثل کش

کتری تولید می کنند و استفاده پسند گذ مقاومت فولاد در محل می آید. نوع باینده آن با نسبت عددی

مشقی دریل حرف قابلیت تحمل بار لایه ای سفت را به همراهی تأمین می کند. این امر در طراحی خرابی

حائز اهمیت می باشد زیرا که بارگذاری خرابی تنها باید روی مناسیل که محل تقاطع اعضا می باشد انجام

گیرد تا حد تنش در اعضای آن که موجب سنگینی و زنگ خرابی می شود جلوگیری بعمل آید.

د: خرابی نوع مکانی را می سفت می که بتوان بصورت اعضاء دار اجرا نمود مورد استفاده قرار می گیرد.

این خرابی نیز تا زمانه ۱۰ متر می تواند اقتصاد داشته باشد. سطح انحنای میل بالای خرابی بر روی

شکل مشخص داده شده است. با این سطح انحنای تولید نیز در داخل اعضاء بر نحو بهترین صورت می گردد.

اگر چه جنم کردن فولاد را می میل فوقانی هزینه بر است و لیکن این نکته ماهر توجه است که

نیردهای داخل اعضای در ب این نوع خرابی اعضای با این تر که هزینه کمتر است و این امر هزینه



اصنافی هم که در این توجیه می بینیم .

چنانچه دانند استخوانها را تا مرتبه ششم قوس ۲ منصلی خراطی می تواند که آن حل بیند باشد .

نوع ۱ ۳ مقصی که نظر است که تنی مدین می باشند و آنرا نیز نیزه را یعنی صورت می گیرد .

خرایه صورت ۲ تله و یا ۴ تله ساخته شده و هم منقل می گردند .

۵-۶-۷ فواصل و تکیه گاه خرایها

خرایه به هر شکلی که انتخاب گردد فواصل آنها در جهت طول معمولاً بین ۱ تا ۵ متر می باشد .

فاصله ۴ متر برای خرایه های که دانند کوتاه دارند استفاده می شود و فاصله ۱ متر برای دانند های بلند معمول است .

برای طول نیزه خرایه حدود ۲ متر باشد فاصله آنها حدود ۱ متر انتخاب می گردد و اگر دانند ۳ متر باشد

این فاصله برای تراش تا ۸ متر اقرار می دارد . برای دانند های بالای ۳ متر فاصله خرایه تا ۱۵ متر هم می رسد و

در سفیدت لایه های سقف خود کذب خرایه های انتخاب می گردد که در خرایه اصلی منقل می گردد .

در ضخیمت عامل مهم تعیین کننده فواصل خرایه ها ، همین لایه های سقف می باشند که تا این اندازه طول می گیرند و

در سقف رابره خرایه منقل می نمایند .

تکیه گاه های خرایه معمولاً در دیوارهای آجری می باشند اگر چه کذب رابره بتنی و یا ستون های فولادی و یا بتنی نیز

استفاده می گردد . بر روی تکیه گاه ها باید بر ماسه ای و انقباض حرارتی خرایه توجیه کافی معمول

گرد تا زینبار تشنه جزئی در داخل اعصاب جزایه بر عقل برسد

همینک تکیه با هم قادر باشند که نیروی اهلی ناشی که باد یا زلزله را بخوبی بد فزاسیخ مستقل نمایند

ایزارد خه یون تکیه با هم / آجرین فون الکاده جانز اهمیت است چون اسکونه درباراً در جهت عمود بر

صفحه حرف جزو زیر موانع قرار ندهد کمال نمایند. شایخ ذکر است که چنانچه خواب تکیه گاه متوقف داشته باشند بر خلاف  
تاریکی سوله که عقل منفی به فزاسیون دارد، لذت عقل گیرد که هم فزاسیون استفاده می گردد تا کند لذت  
موجوب در دستون گام است که در دهان پیچیدگی می تواند باشد که فزاسیون است که در دست و پا به طریقه مستقل بخورد

باز باریک ترها

خرابها با هم قادر باشند با برود سقف و فزاسیون را علاوه بر باریکی زنده عقل نمایند، چنانچه سقف خراب

لا در قوی روحی و این ولاد سنج چشم چشم باشد در انصورت ماشه قاهر سب در سوله با برود

سقف ناچیزی باشد (حدود  $50 \text{ Kg/m}^2$ ) و نیروی باد اغلب بر نیروی زلزله حاکم می گردد.

باز زنده در انصورت مثل با بریف و باد خواهد بود که در ترکیبات با رنگداری تأثیر این هر دو و با برود

در آن در نظر گرفته می شود و کلاً احتیاج نیست که نسی با بریف با نسی با بر باد اظام شود و معمولاً در نظر گرفتن

نصف با بریف توأم با تمام با بر باد و با برود در یک ترکیب با رنگداری و تمام با بریف با نسی با بر باد و تمام با برود

در ترکیبی دیگر گامی میباشد

ویسپی و تاروانی

همانطور که این روشها که پروژیل های فولادی به شکل I که یا بیشتر بصورت شگرد یا چندتایی ساخته می شوند ،

در ضمن اتصال اعضا به کد ورقه های فولادی با صفحات کم استوار می گردد که اعضاء به این روش به اتصال جوش

و یا سنج متصل می گردند ، در این جهت گرانج سنج استفاده می گردد که جوش ترسیم می گردد .

۷ پیش سقف

پوشش سقف خرپاها در صورت عدم استفاده از بام می تواند از ورقهای گالوانیزه مجبی یا دوزن قدر ای

و یا از آکریل سنج باشد که در زیر آن لایه ایزولاسیون قرار می گیرد و به لایه های سقف با تابلاب مخصوص

بسیار می گردد ، در صورت نیاز به یک یا مسطح ایزولاسیون با روش های سنتی نظیر تیرکوبی و اسکلت

استفاده می گردد که این امر به اتزان بار مرده سقف خواهد شد .

خریدار نیز در این معامله و استقراض در محل مورد نظر خود و سایر مورد نیاز کارگاه می باشد.

توجه پیش ساخته ای لذ خریدار بنام «تجیر باسجان» باز ، در خارج بیرون متداول می باشد که طی مقرر ای

حد امکان در ~~محل~~ <sup>محل بعد از گزارش</sup> آورده می شود. همچنین یک نحوه اجرائی مربع برای برپا کردن خرانما که

توسط کابل انجمن می پذیرد در سمت ضلع دیگر معنی آورده است.

اشکال صفحه بعد نمونه <sup>کمی</sup> ساخته شده با سیستم خرپایه و نشان می دهد.  
سالمین قای

# Tennishallen

نمونه فریب منظر (فریبی)

نمونه جزئیاتی آبدی

Zu den Sportbauten, die von der Funktion und den Maßen her weitgehend typisiert oder sogar genormt sind, gehören auch Tennishallen. Hier liegt das Spielfeld durch internationale, natürlich entwickelte Normen fest. Infolgedessen können auch die Hallen und Dächer typisiert und genormt werden.

RFW, speziell im MERO-Bausystem haben sich für diese Aufgabe bestens bewährt. Insbesondere ist es möglich, Tennishallen in extremer „Leichtbauweise“ und mit sparsamer Ausstattung zu schaffen. So ist es möglich, für die tragende Konstruktion „Dreiecksbinder“ aus Normteilen gemäß den untenstehenden Abbildungen in typisierter Ausführung anzuwenden; für den Raumabschluß leichte und billige Baustoffe, beginnend mit Zeltthaut oder im Interesse der Belichtung mit Tageslicht 2 Plastikfolien (die im Sommer zur natürlichen Belüftung aufgerollt werden können). Für höhere Ansprüche in bezug auf die Lebensdauer können Asbestzement, Leichtmetallbleche oder verzinkte Stahlbleche (wahlweise auch zusätzlich

mit farbiger Kunststoff-Beschichtung) eingesetzt werden. Sofern in bezug auf Wärmedämmung und „Komfort“ noch höhere Anforderungen gegeben sind, können die Elemente des Raumabschlusses und des weiteren Innenausbaus je nach den verfügbaren Finanzmitteln weitgehend variiert werden.

Bild 1

Konstruktion einer Einzel-Halle mit Dreiecksbinder und drei Stützstützen, letztere auf kostensparenden Einzelfundamenten oder Streifenfundamenten

Bild 2 (gegenüberliegende Seite)

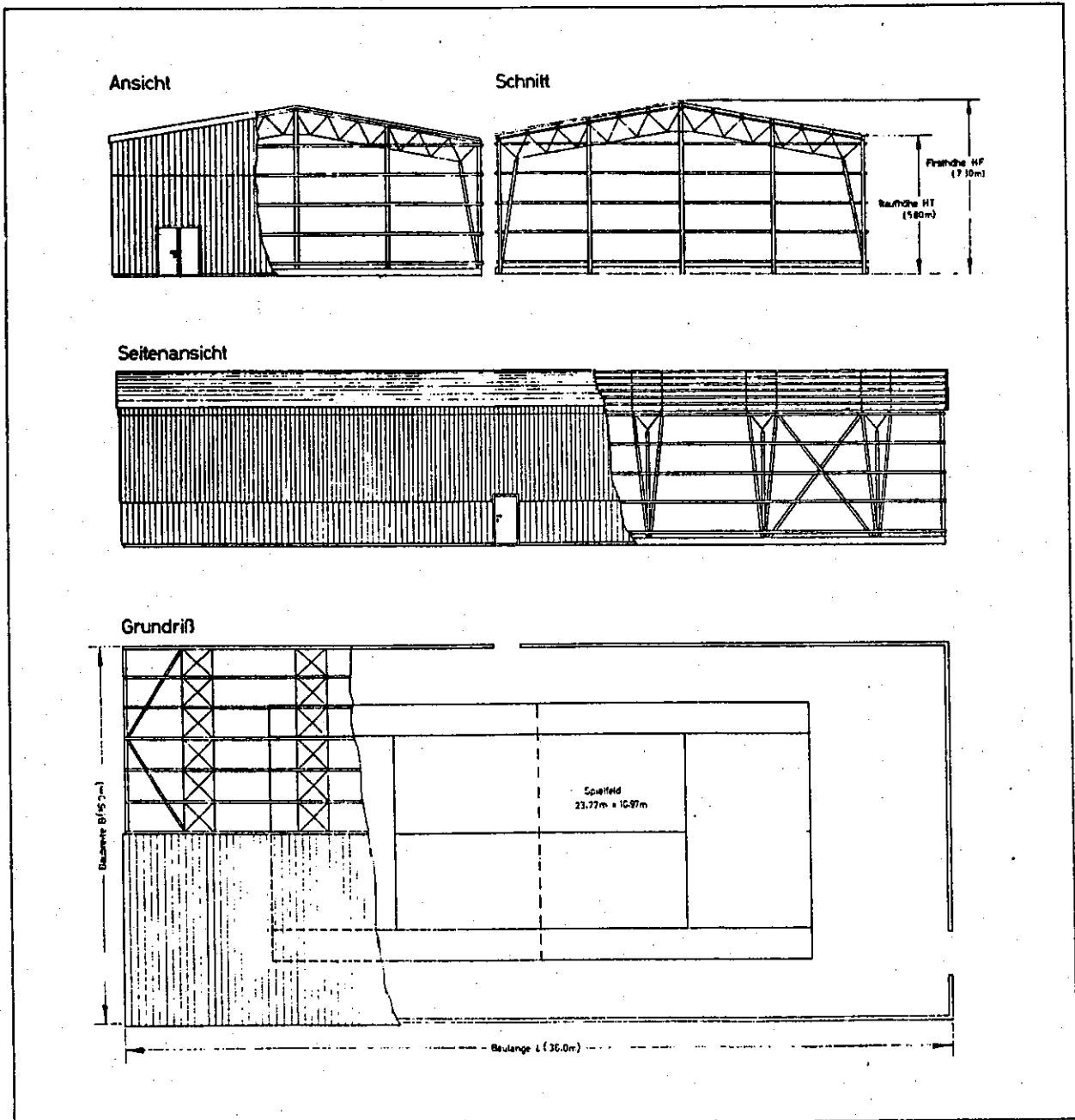
Innenansicht einer Einzel-Halle gemäß Bild 1 mit Seitenwänden aus Plastikfolie und einem Luftheizgerät (im Bild links mit einem innenliegenden Abgaskamin aus Asbestzement)

Bild 3

Ausrüstung einer derartigen Halle bei gleichbleibendem Gerippe für höhere Ansprüche mit Wärmedämmung und außenliegender Heizungsanlage

Bild 4

Halle mit gleichem Gerippe, jedoch mit Massiv-Wänden und untergehängter Decke (mit „Kalt-Dach“)



(63)

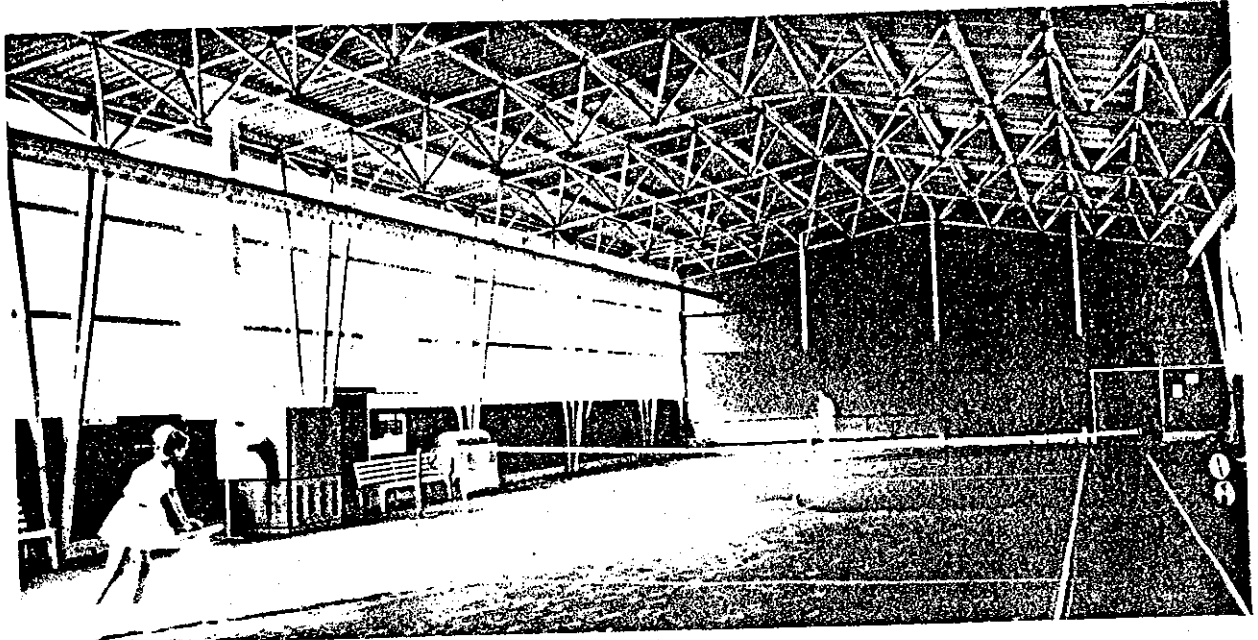


Bild 2

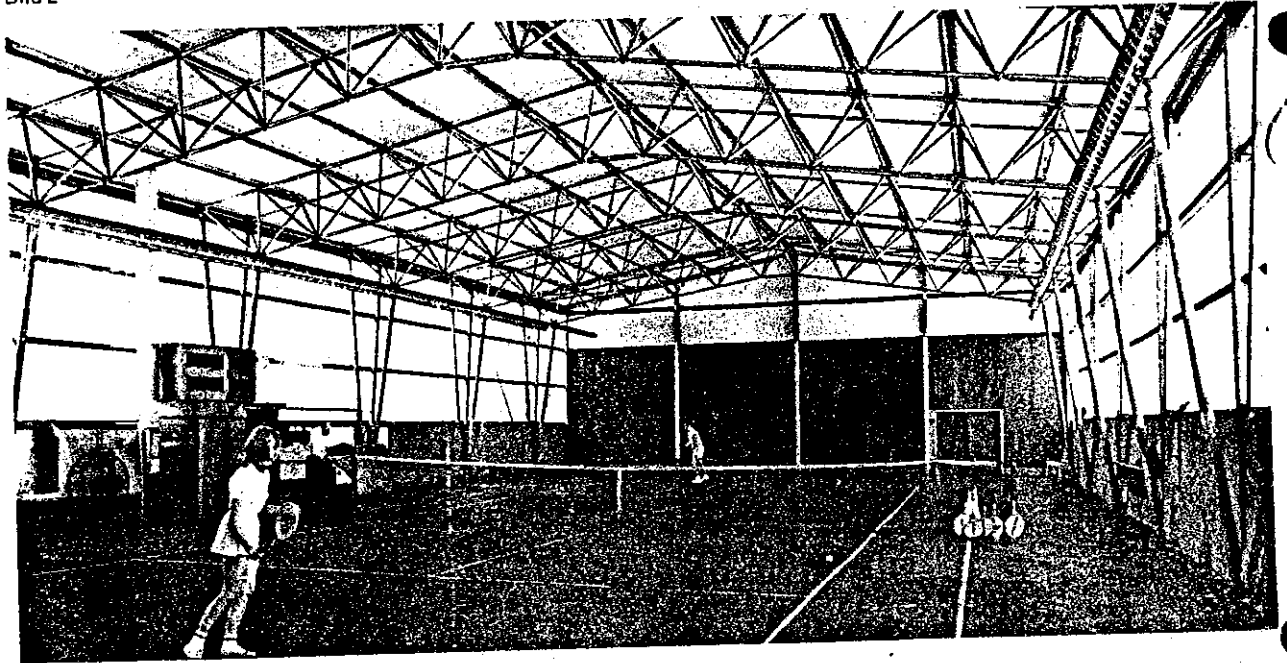
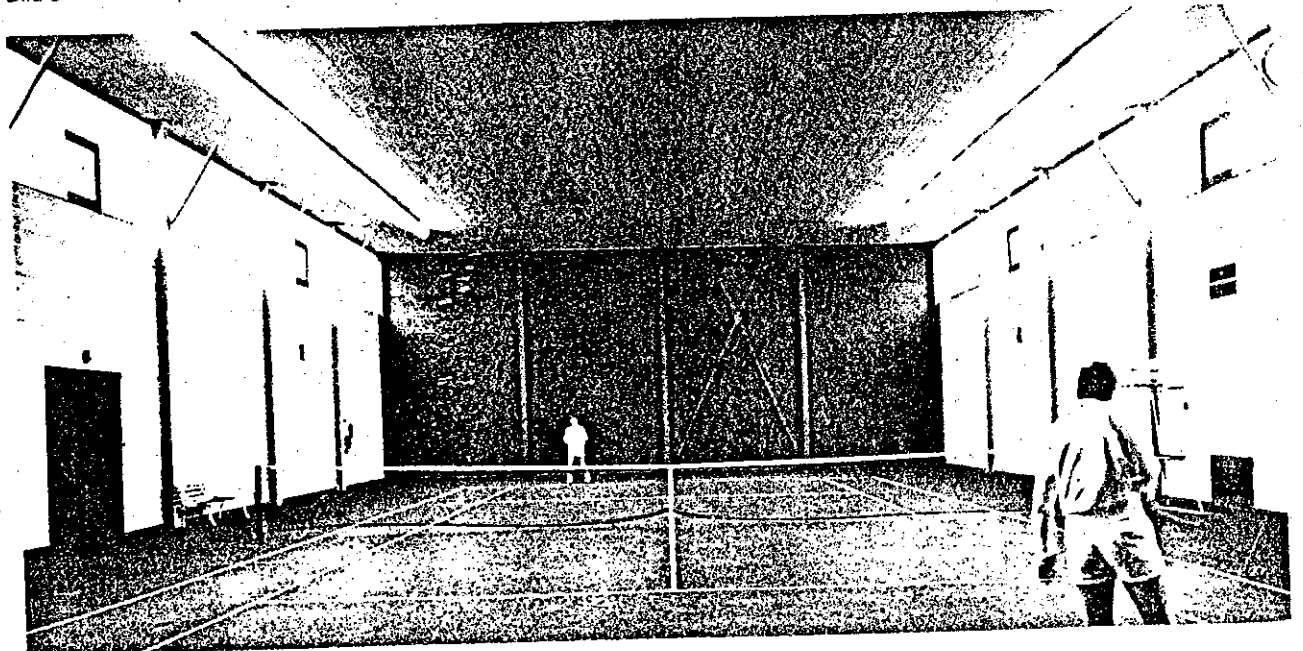
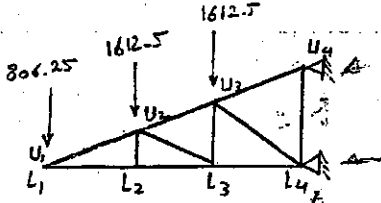
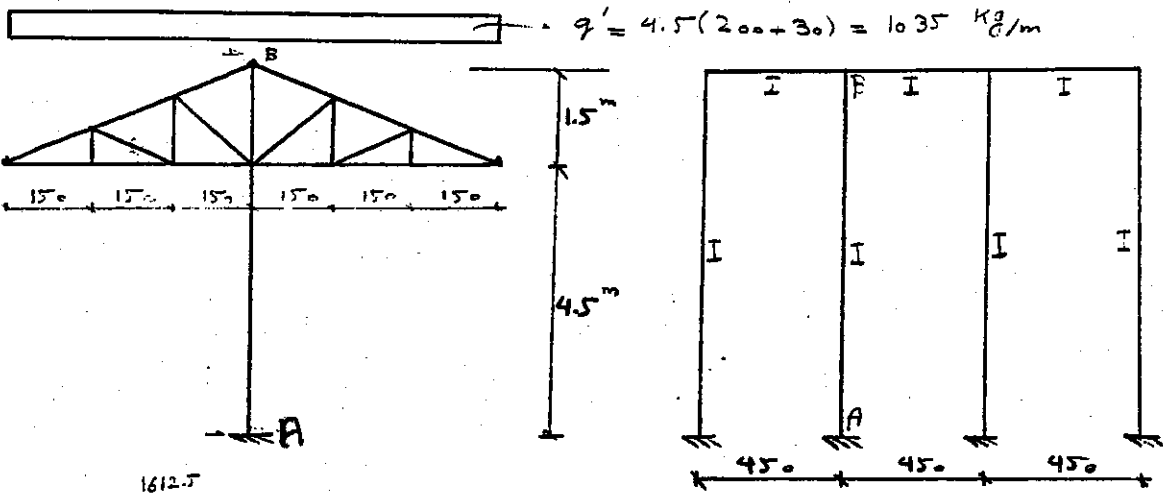


Bild 3

Bild 4



مثال ۱- برای سازه زیر بار یکنواخت  $200 \frac{kg}{m^2}$  وزن پوشش و لایه  $30 \frac{kg}{m^2}$  وزن خرابی  $40 \frac{kg}{m^2}$  (بار در بوقلم) سطح اتقاق بر سه خرپا (از سه کتف) مظهر است طرح خرابی و میل مهارت سف طرح ستون.



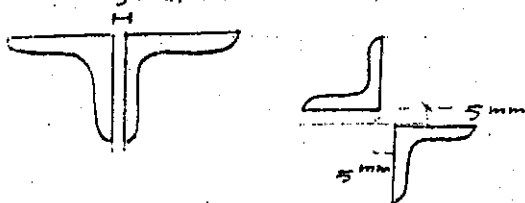
میزانیت نصف وزن خرابی سه در بالا و نصف دیگر سه در پایین وارد شود

$$P = 1035 \times 1.5 + 40 \times 1.5 = 1612.5 \text{ kg}$$

فشار + کشش

اعضای سازه	طول قطعه	طول گمانشده	طول گمانشده	پروفیل	$\lambda$	$\lambda$	میزان رخورد	میزان تراز		
اعضای قائم پایین	$L_1, L_2$	-2420	150	150	* 394	JL 60x6	82.4	148.1	-175	-490
	$L_2, L_3$	-2420	150	150	394	JL 60x6	82.4	148.1	-175	-490
	$L_3, L_4$	-4840	150	150	394	JL 60x6	82.4	148.1	-350	-490
اعضای افقی بالا	$U_1, U_2$	2550	158	158	* 474	7F 50x5	105	212	266	1400
	$U_2, U_3$	5100	158	158	474	7F 50x5	105	212	531	1400
	$U_3, U_4$	7650	158	158	474	7F 50x5	105	212	797	1400
اعضای میانی	$U_2, L_2$	0	50	50	50	30x3		44.25	0	1400
	$U_3, L_3$	800	100	100	100	30x3		88.5	230	1400
	$U_2, L_3$	-2550	150	150	150	40x4		98.7	-416	-892
	$U_3, L_4$	-2900	180	180	180	40x4		118.4	-471	-738

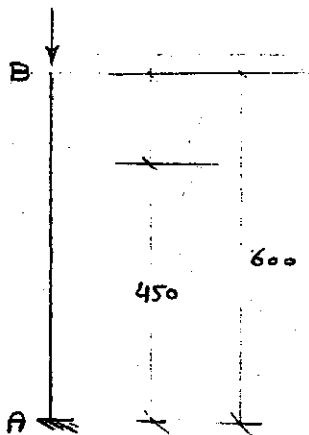
$$* KL = L \left( 0.75 + \frac{F_2}{F_1} \times 0.25 \right) = 450 \left( 0.75 + \frac{2420}{4840} \times 0.25 \right) = 394 \text{ cm} *$$



$$** KL = 3 \times 158 = 474 **$$

طرح ستون :

$6 \times 1612.5 = 9675 \text{ kg}$



$G_A = 1$

$G_B = \frac{I}{2 \times \frac{I}{4.5}} = .375$

درصده محوردبرخیا  $K = 1.21$

درصده خریا  $K = 2.1$

IPB 14

$r_x = 5.93 \text{ cm}$   
 $r_y = 3.58 \text{ cm}$

$A = 43 \text{ cm}^2$

$\lambda = \frac{2.1 \times 450}{5.93} = 159$

$F_a = 270$

$\lambda = \frac{1.2 \times 600}{3.58} = 200$

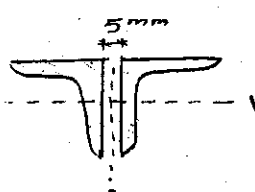
$\frac{f}{a} = \frac{9675}{43} = 225 < 270 \text{ o.k.}$

ستونهای منتهی به شیب ( با ۱/۱۰۰ )  
در کینیزه یا منقبوطه ، دارای شیب کمتر از  
زاویه ای می شود که در آن ۱/۱۰۰ باشد

برق قطعه کنشی خریا :

$T = 7650 \text{ kg}$   
 $L_x = 10 \text{ m}, L_y = 2 \times 10 \text{ m} = 20 \text{ m}$   
 $A \geq \frac{T}{F_t} = \frac{7650}{1400} = 5.46 \text{ cm}^2$

$\rightarrow$   $\text{I} 40 \times 4$  ( $A = 2 \times 3.08$ )  
 $L_{40 \times 4} (A = 2, r_x = r_y = 1.21, c = 1.12)$



$r_1 = r_2 = 1.21 \rightarrow \lambda_1 = \frac{KL}{r_1} = \frac{158}{1.21} = 131 < 240$

کنش درمنتهی خریا

$r_2^2 = r^2 + d^2 = (1.21)^2 + (1.12 + 2.25)^2 \rightarrow r_2 = 1.83$

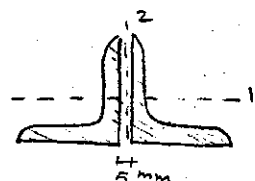
$\lambda_2 = \frac{KL}{r_2} = \frac{474}{1.83} = 259 > 240$  n.g  $L_{50 \times 5} (r_x = r_y = 1.51, c = 1.41)$

$r_1^2 = (1.51)^2 + (1.12 + 2.25)^2 \rightarrow r_1 = 2.24 \rightarrow \lambda_2 = \frac{474}{2.24} = 212 < 240$   
 $\frac{f}{a} \leq 240 \Rightarrow \frac{d}{0.98} \leq 240 \rightarrow d \leq 235.2 > 158$

نفر  $L_3 L_4 \rightarrow F = 4840 \text{ kg}; L_x = 10; K L_y = 20$

طرح قطعه فشاری :

$F_a = 500 \text{ bar} \rightarrow A \geq \frac{4840}{500} = 9.68 \rightarrow \text{I} 50 \times 5$  ( $A = 2 \times 4.8$ )  
 $L_{50 \times 5} (A = 2, r_x = r_y = 1.51, c = 1.41)$



$r_1 = 1.51 \rightarrow \lambda_1 = \frac{150}{1.51} = 99.3$

$r_2 = 2.24 \rightarrow \lambda_2 = \frac{394}{2.24} = 175.9 \rightarrow F_a = 349 < 500$  n.g

$\text{I} 60 \times 6 \rightarrow r_1 = 1.82 \rightarrow \lambda_1 = \frac{150}{1.82} = 82.4$

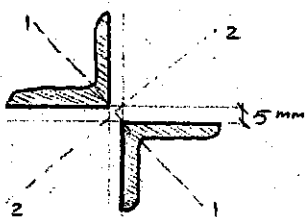
$L_{60 \times 6} (A = 2, r_x = r_y = 1.41, c = 1.49)$   
 $r_2^2 = (1.82)^2 + (1.69 + 2.25)^2 \rightarrow r_2 = 2.66 \rightarrow \lambda_2 = \frac{394}{2.66} = 148.1 \rightarrow$

$\rightarrow F_a = 490 \text{ bar}, \frac{f}{a} = \frac{4840}{2 \times 6.91} = 350.2 < 490 \text{ o.k.}$

نفر  $L_3 L_4$  :  $F = -2900 \text{ dan}$  کشش ;  $L_x = L_y = 10$

طرح اعضای قبری :

$F_a = 700 \rightarrow A \geq \frac{2900}{700} = 4.14 \rightarrow \text{I} 40 \times 4$  ( $A = 2 \times 3.08$ )  
 $L_{40 \times 4} (A = 2, r_x = 1.21, r_y = 1.52)$



$r_{\min} = r_1 = 1.52 \text{ cm}$

ملوک کماش در دو صغه یکی است

$\lambda = \frac{180}{1.52} = 118.4 \rightarrow F_a = 738 \text{ bar}$

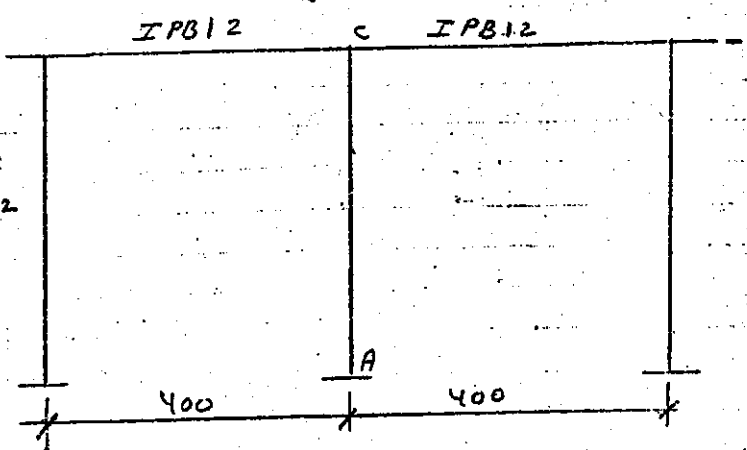
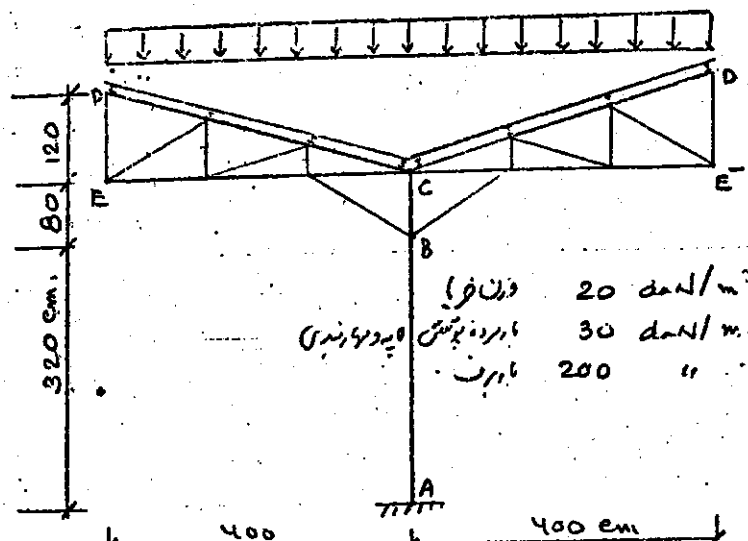
$\frac{f}{a} = \frac{2900}{\dots} = 471 \text{ bar} < 738$



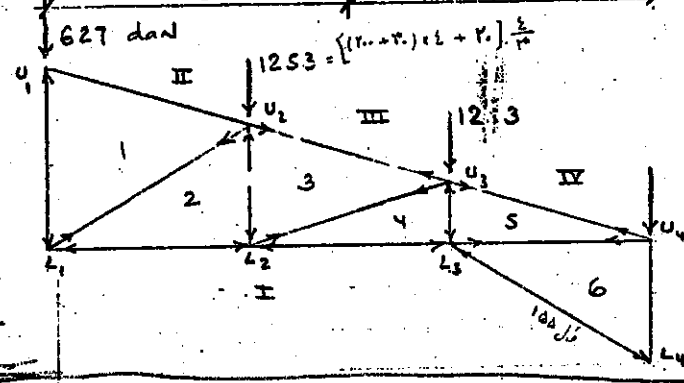
مسئله ۲

سازه زیر با نود ضلعی در پشت بام موجود است. ماصده فریاد از بلندترین سطح طبقه سقف است. مشخصات خواص:

- ۱- سطح سقف
- ۲- سطح بادشیر در امتداد سطح مقطع عمودی (با اندک تغییر در جهت فریاد در دو طرف است)
- ۳- سطح بین بهار (از یک طرف بین بهار استفاده شده است)
- ۴- سطح عرض برای کوره E



بار باد 20 daN/m<sup>2</sup>  
 بار روی سقف 30 daN/m<sup>2</sup>  
 بار زمین 200 "



جدول انتخابی برای طراحی (خصایف و وزن برای مقاطع 6mm)

مقطع	طول (cm)	نیمه	مقطع	مقطع	مقطع	مقطع
U <sub>3</sub> -U <sub>4</sub>	9100	139.2 41.8	73 40x5	1200	1400	136 221
L <sub>2</sub> U <sub>3</sub>	8000	139	73 40x4	1300	1400	115
L <sub>3</sub> U <sub>3</sub>	-5700	40	73 40x1	-925	0K	33
L <sub>1</sub> U <sub>2</sub>	-2250	80	73 40x4	-365	0K	66
L <sub>1</sub> U <sub>1</sub>	-430	120	73 40x4	-100	-885	100
L <sub>3</sub> L <sub>4</sub>	-11000	155 320*	73 60x8	-610	-990 -7500	35 117

$$K_L = 422 (0.75 + 0.25 \frac{1130}{11000}) = 320$$

سایز برای رانگی نیز 73 40x4 گرفته شود.  
 سطح سقف IPB 10 در جهت طولی.

$$G_c = \frac{4 \cdot \frac{167}{6}}{2 \cdot \frac{364}{4}} = 0.07 \quad G_A = 1 \quad K = 1.2$$

$$f_n = \frac{7520}{26.0} = 289 < F_n = 300 \quad \text{با OK}$$

$$\lambda_x = \frac{2.1 \times 320}{4.16} = 161$$

$$\lambda_y = \frac{1.2 \times 400}{2.53} = 190$$

$$\text{طول بحرانی} = \sqrt{400^2 + 418^2} = 578 \text{ cm} \quad \frac{L}{r} < 300$$

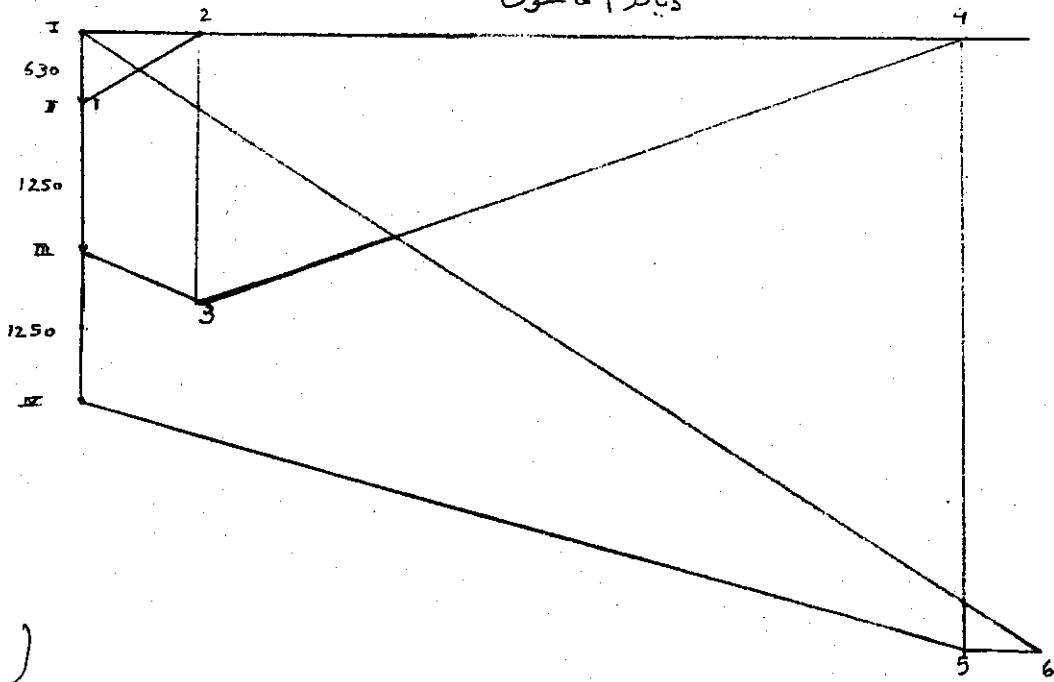
$$f_{min} > \frac{578}{300} = 1.93 \Rightarrow L 100 \times 10$$

این سازه در وسط طول مبدل می شود. طول بحرانی با استفاده از این سازه 70x7 این سازه.

در حالت فرکانس مابقی وقت (کشش) بین بهار سطح در دو جهت دیگر فقط در دو جهت استفاده می شود.  
 از سازه برای استفاده در جهت طولی استفاده شود.  

$$= 2 \left( 230 \times \frac{4}{3} \right) \times \frac{4}{2} \times \sin(\arctan(0.3)) = 353$$

دیگدام ماکسول



( - فشاری )

تعداد	دان بود	طول لاش cm	میزان درشت شود	
تعداد بالا U3 U4	9100	139.2 418 = 3x139.2	72 40x5	
بناهای میانی L2 U3	8000	139.2	72 40x4	
القای قائم {	L3 U3	5700	40	72 40x4
	L2 U2	2250	80	"
	L1 U1	630	120	"
تحت پائین L3 L4	11000	155 326 *	72 60x8	

$$K_L = 155 + \frac{2}{3} \times 400 * (0.75 + 0.25 \times \frac{1030}{11000}) = 326$$

ورق اتصال ها

قبل از محاسبه اتصال بارنده را جمع می نامیم (شکل پشت صفحه)

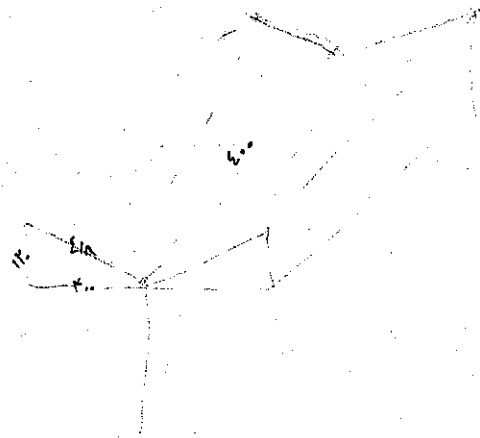
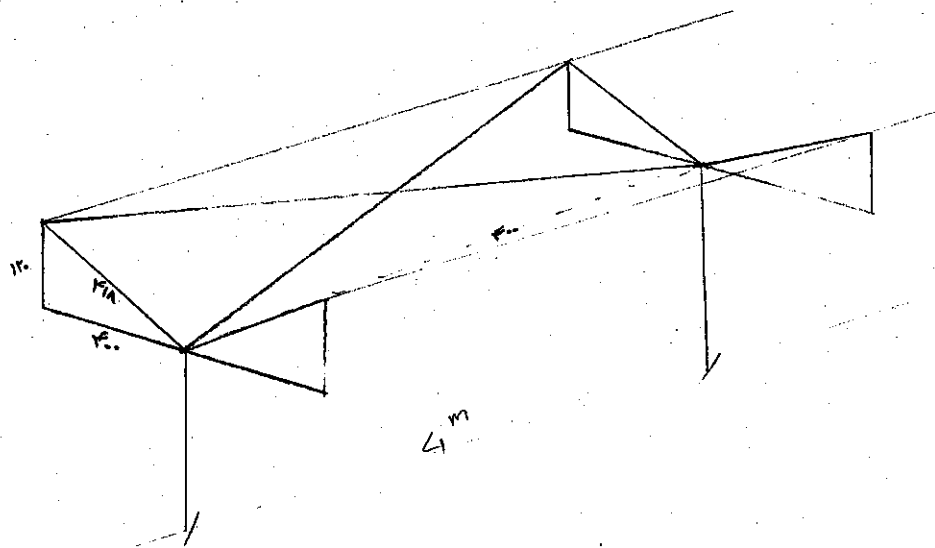
$$\text{طول بارنده} = \sqrt{(400)^2 + (418)^2} = 578 \text{ cm}$$

$$r_g = \sqrt{(100)^2 + (120)^2} = 155$$

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \rightarrow r_{min} > \frac{578}{300} = 1.93 \rightarrow L 100 \times 10 \quad r_{min} = 1.95$$

حداقل از سگرد 20 استاندارد گردد

آثار بارنده بعد از در سطح طول بماند که متصل شوند طول لاش با شعاع در این r\_x ستاره خواهد شد و در این L 70x7 انتخاب کرد



طراحی اعضا ضربه

اعضای تحت بار (گشتری)

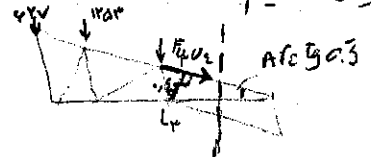
این اعضا گشتری بود، بنابراین نیروی کشش را به صورت طراحی می‌گیریم لذا

نیروی ماکزیمم در عضو  $U_3 U_4$  است - نیروی این عضو را با در نظر گرفتن سطح مقطع مناسب می‌توانیم با در نظر گرفتن ماکزیمم مناسب می‌توانیم

$\sum M_{U_4} = 0 \Rightarrow$

$F_{U_3 U_4} \times 0.3 (Arc \tan 0.3) \times 0.4 = 627 \times 2 \times \frac{4}{3} + 1253 \times \frac{4}{3}$

$F_{U_3 U_4} = 8724 \text{ kg}$



که تقریباً با جواب برت آمده از در نظر ماکزیمم در صورت دست‌نویس

نامده ها جواب خوبی است

طول گشتری

$l_y = \sqrt{(400)^2 + (120)^2} = 418$

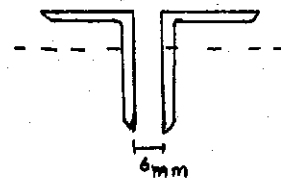
طول در عضو  $U_3 U_4$

$l_x = U_3 U_4 = 418/3 = 139.2$

طول گشتری در صورت ضرب = 139.2

طول گشتری در صورت عمود = 418

نیچ برقی از گشتری  $40 \times 5$  استوار می‌توانیم



$I_y = 5.43$   
 $r_y = 1.17$   
 $A = 3.78$   
 $e = 1.18$   
 $y = 1.20$

$I_y = I_y + A d^2$   
 $= (5.43 + 3.78 \times (1.18 + 0.6/2)^2) \times 2 = 26.97$

$r_y = \sqrt{26.97 / (2 \times 3.78)} = 1.89$

$y = \sqrt{(y_c^2 + (e + \frac{d}{4})^2)} = \sqrt{1.17^2 + (1.17 + \frac{1.2}{4})^2} = 1.19$

درصد ضربه  $\left\{ \begin{aligned} \frac{kl}{r} \right\}_x &= \frac{139.2}{1.20} = 116 < 240 \text{ o.k.} \\ \frac{kl}{r} \right\}_y &= \frac{418}{1.89} = 221 < 240 \text{ o.k.} \end{aligned} \right.$

$f_a = \frac{9600}{2 \times 3.78} = 1203 < 1400 \text{ o.k.}$

$L = 40\% \Rightarrow r_{min} = 0.77 \Rightarrow 400/0.77 = 173.16 < 240$

نامده لگه ما،  
لگه لازم نیست

اعضای ضربه ایال

ماکزیمم نیروی در مورد در این اعضا در عضو  $U_2 U_3$  می‌باشد از در نظر ماکزیمم استاندارد نیرو بر اثرات با  $8000 \text{ kg}$  و گشتری است

لذا تبدیل گشتری  $40 \times 4$  استوار می‌گردد

$T = 8000$  A),  $\frac{T}{0.6 F_y} = \frac{8000}{1400} = \dots \Rightarrow 2L40 \times 4$

$L2U3 \left\{ \begin{aligned} L_x = L_y = 139.2 \end{aligned} \right.$

$L40 \times 4 \left\{ \begin{aligned} A &= 3.08 \text{ cm}^2 \\ r_x &= 1.21 \text{ cm} \\ L &= 139.2 \\ r_y = r_{min} &= 0.78 \end{aligned} \right.$

$f_a = \frac{8000}{(2 \times 3.08)} = 1298 < 1400 \text{ o.k}$

$\frac{KL}{r} = \frac{139.2}{1.21} = 115 < 240 \text{ o.k}$

$\frac{L}{r_{min}} = \frac{139.2}{0.78} = 178.5 < 240$  از آنجا که  $f_a < f_y$  نامدله ما

اعضای:

اعضای پایین: کمترین نیروی فشاری برابر 11000 ی باشد دم چین دارای بزرگترین طول



$L3L4 \left\{ \begin{aligned} F &= 11000 \end{aligned} \right.$

برای این اعضا از جدول بیستی  $6 \times 8$  استناد می شود

طول  $L_x = \sqrt{\left(\frac{4000}{3}\right)^2 + (80)^2} = 155.5 \quad k=1$

در صورت عدم بر خوردی با توجه به اینکه عضو  $L3L4$  بزرگتر از عضو  $L3L4$  است لذا طول  $L_x$  برابر طول اعضا  $L1L2 + L2L3 + L3L4$  می باشد

$L_y = 2 \times \frac{4000}{3} + 155.5 = 422 \quad k \neq 1$

از طرف چون در این اعضا نیروی محوری تغییرات نداشته  $k$  برابر یک می باشد لذا

در صورت عدم بر خوردی  $kL_y = 422 (0.75 + 0.25 \times \frac{1050}{11000}) = 326.6$

شعاع  $6 \times 8$  بیستی

$e = 1.77$

$r_x = r_y = 1.8$

$I_y = 29.2$

$A = 9.03$

شعاع  $6 \times 8$  بیستی

$r_y = \sqrt{1.8^2 + (1.77 + \frac{0.6}{2})^2} = 2.74$

$I_y = [29.2 + 9.03 (1.77 + 0.6/2)^2] \times 2 = 135.78 \text{ cm}^4$

$r_y = \sqrt{135.78 / (2 \times 9.03)} = 2.74$

صورت  $\frac{KL}{r} = 1 \times 155.5 / 1.8 = 86.4$

صورت  $\frac{KL}{r} = 326.6 / 2.74 = 119 \rightarrow F_a = 734$

$f_a = 11000 / (2 \times 9.03) = 609 < 734 \text{ o.k}$

اعضای قائم:

چون طول  $L_x$  این اعضا متفاوت و نیروهای وارد بر آنها نیز تغییرات داشته  $k$  برابر یک می باشد

	نیرو	طول اعضای
① $L_3 U_3$	- ۵۷۰۰	۴۰
② $L_2 U_2$	- ۲۲۵۰	۸۰
③ $L_1 U_1$	- ۶۳۰	۱۲۰

برای همه اعضا، دو برابر بیشترین استفاده می‌گردد ( بصورت معلوم و نه بصورت ستاره ای یعنی  $\Gamma$  و نه بصورت  $\Gamma$  )  $\Gamma 40 \times 4$

①  $f_a = \frac{5700}{2 \times 3,08} = 925$        $\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 40}{1,21} = 33$        $F_a = 1287 > f_a$     o.k

②  $f_a = \frac{2250}{2 \times 3,08} = 365,3$        $\frac{KL}{r} = \frac{80}{1,21} = 66$        $F_a = 1114 > f_a$     o.k

③  $f_a = \frac{630}{2 \times 3,08} = 102,3$        $\frac{KL}{r} = \frac{120}{1,21} = 100$        $F_a = 885 > f_a$     o.k

نتایج طراحی اعضای خراب -

انواع	شماره	نیرو dan	طول اعضای cm	بیشترین	وزن موجود kg/cm <sup>2</sup>	وزن مجاز kg/cm <sup>2</sup>	لاغری
تخت بالا	$U_3 U_3$	۹۱۰۰	۱۳۹,۲ ۴۱۸	$\Gamma 40 \times 5$	۱۲۰۳	۱۴۰۰	۱۱۶ ۲۲۱
اعضای	$L_2 U_3$	۸۰۰۰	۱۳۹,۲	$\Gamma 40 \times 4$	۱۲۹۸	۱۴۰۰	۱۱۵
اعضای	$L_3 U_3$	- ۵۷۰۰	۴۰		- ۹۲۵	۱۲۸۷	۳۳
قائم میانی	$L_2 U_2$	- ۲۲۵۰	۸۰	$\Gamma 40 \times 4$	- ۳۶۵,۳	۱۱۱۴	۴۴
	$L_1 U_1$	- ۶۳۰	۱۲۰		- ۱۰۲,۳	۸۸۵	۱۰۰
تخت پایین	$L_2 L_2$	- ۱۱۰۰۰	۱۵۵ ۳۲۶	$JL 60 \times 8$	- ۴۰۹	۷۳۴	۸۴,۴ ۱۱۹

طرح میں بحار مستطی : ازلیک دردی میل لار استفادہ ہوسد .

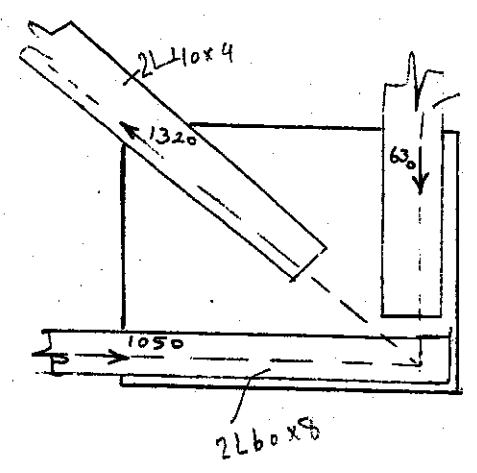
دھانہ فوٹائی باستی تحت درشن بیروی میں بحار طرح تردد بہ عبارت دیگر فقط دو دھانہ بعدی بار خود راہ میں بحار مواجد

نیروی داخل میل بحار =  $2 \times (230 \times \frac{4}{3} \times \frac{4}{2}) \times \Delta (\arctg 0.3) = 353 \text{ dan}$

$F_t = 0.33 F_u = 0.33 \times 3700 = 1221 \text{ dan or kg}$

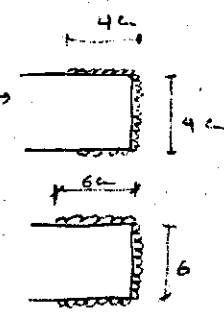
$A_0 \geq \frac{353}{1221} \approx 0.3$

از لحاظ اجرائی حداقل قطر قابل قبول 10 است کہ دارای سطحی برابر 0.79 است کہ برآورد AD است



$\alpha = 4 \text{ mm}$       ارزش جوش =  $R = 650 \times \alpha = 260 \text{ kg}$

630 برای  $\geq \frac{1}{2} \times \frac{630}{260} = 1.3$   
 1320 برای  $\geq \frac{1}{2} \times \frac{1320}{260} = 2.6$   
 1050 برای  $\geq \frac{1}{2} \times \frac{1050}{260} = 2.02$



IPB10:  $(I_z = 167 \text{ cm}^4, A = 26 \text{ cm}^2, r_x = 4.16, r_y = 2.53)$  فوسوی لایم

طرح بستن : مستطی بار عمودی دارد بستن را IPB12  $I_z = 864$

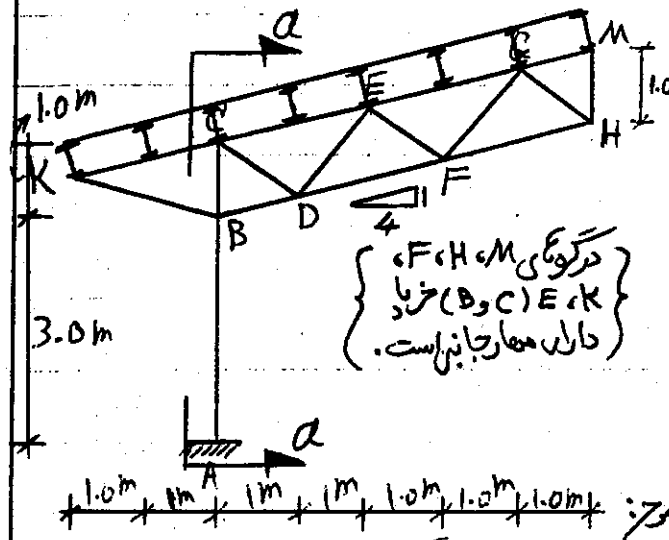
$k_x = 2.1$  : درصغر فزایا  
 $k_y = ?$        $G_A = 1$        $G_c = \frac{167}{4} = 0.09$        $k = 1.2$

$\lambda_x = 2.1 \times 320 / 4.16 = 161$        $\lambda_y = 1.2 \times \frac{400}{2.53} = 190 \rightarrow F_a = 300 \text{ kg/cm}^2$

نیروی عمودی =  $230 \times 4 \times 8 + 20 \times 8 = 7520 \text{ kg}$

$f_a = \frac{7520}{26} = 289 < F_a = 300 \text{ o.k}$

طرح

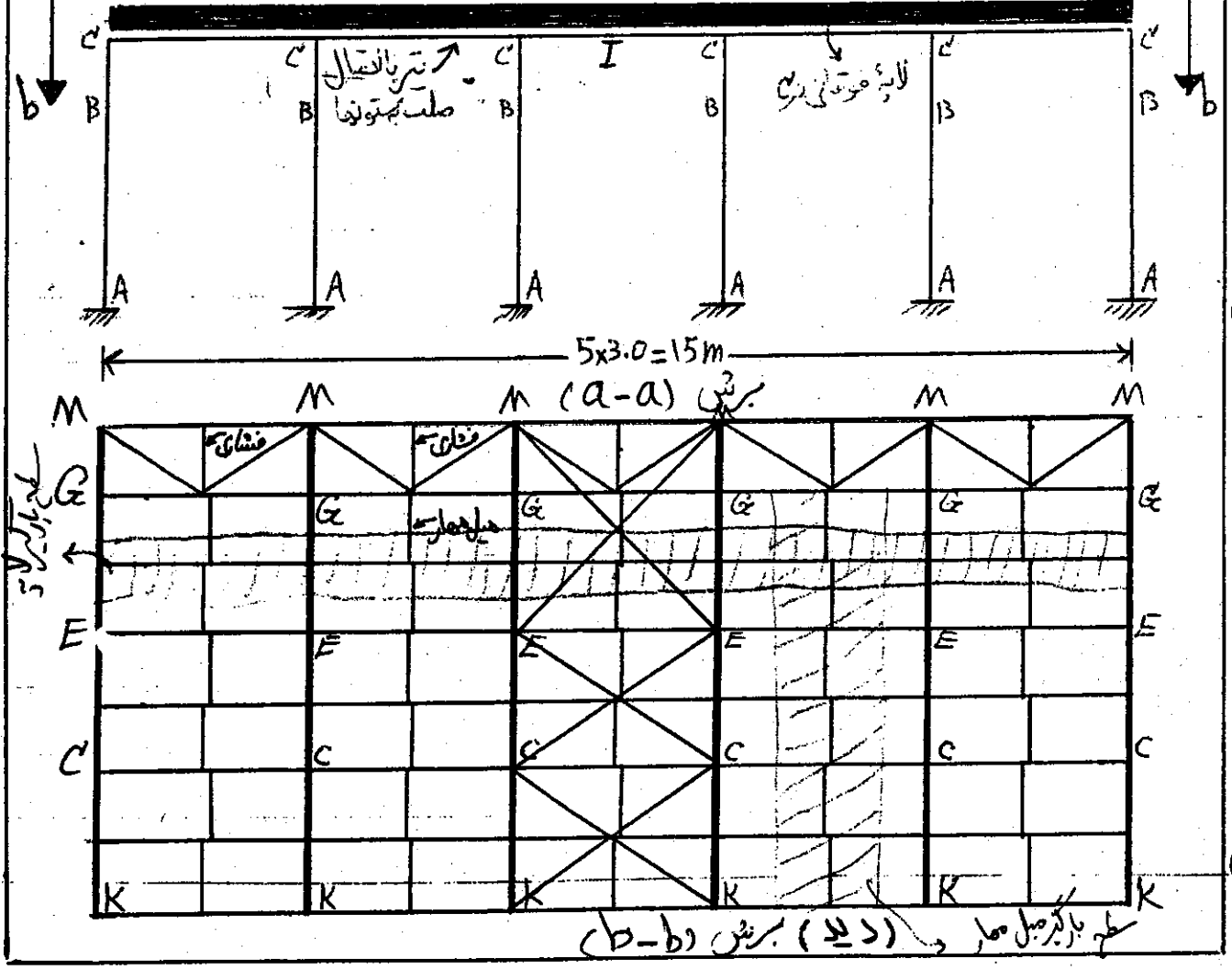


در گره های F, H, M, E, K  
خزاید (B و C)  
دارای مهار جانبی است.

مثال ۳ - مسئله احتمالی - برای پوشش سقف بهیچ  
بنزین از سازه مقابل استفاده می شود این سازه مرکب  
از یک ستون A و B و یک قطار ای تکیه گاه گیر دار در دو  
جهت و یک سیستم خرابی تشکیل شده است  
برای لایه این پوشش از IPE با یک ردیف میل مهار  
استفاده شده است. هر گاه بار مرده  $50 \frac{kg}{m^2}$

و بار برف  $200 \frac{kg}{m^2}$  (بر سطح افق) مطلوب است طرح:

۱- لایه ۲- میل مهار ۳- خرابی ۴- ستون ۵- کف ستون (طول لایه ۳ متر است) کلیه محاسبات  
برای درنگی میانی و سازه میانی انجام می شود از وزن لایه صرف نظر کنید. تنش کششی مکعب بتن  $f_c = 300 \text{ bar}$   
در برش a-a مقدار I همان اینرسی تیر و ستون را معادل بگیرید. راهنمایی: برای طرح خرابی و ستون،  
والنتی لایه های میانی رو خرابی  $750 \text{ kg}$  و لایه های کنار را  $375 \text{ kg}$  بگیرید، برای ستون از IPE استفاده شود.

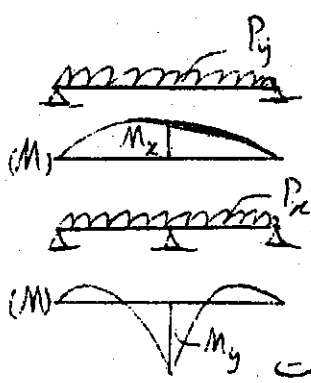


سطح بارگیر میل مهار (د لایه) برش (b-b)



نیروی در هر طرف =  $(200+50) \times \frac{3}{2} \times 6^m \times \sin(\text{Arctg} \frac{3}{4}) = 545.7 \text{ daN}$  ← (۱) طرح لا

$A \gg \frac{545.7}{0.33 \times 3700} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8 \quad A = 0.5030 \text{ cm}^2$



$P = (200+50) \times 1.0 = 250 \text{ kg/m}$  ← (۲) طرح لا

$P_x = P \sin \alpha = 250 \sin(\text{Arctg} \frac{3}{4})$

$P_y = P \cos \alpha = 250 \cos(\text{Arctg} \frac{3}{4})$

$M_x = \frac{P l^2}{8} = \frac{P_y \times 3^2}{8} = 272.85 \text{ m.daN}$

$M_y = \frac{P l^2}{32} = \frac{P_x \times 3^2}{32} = 17.05 \text{ m.daN}$

نیروی حداقل در این صورت برابر است با  $F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$  در صورتی که در سالن و مگر دیوار (ص ۱۹۶) بصورت زیر پیشنهاد شد است:

برای نوع IPE:  $\frac{S_x}{S_y} \approx 7$

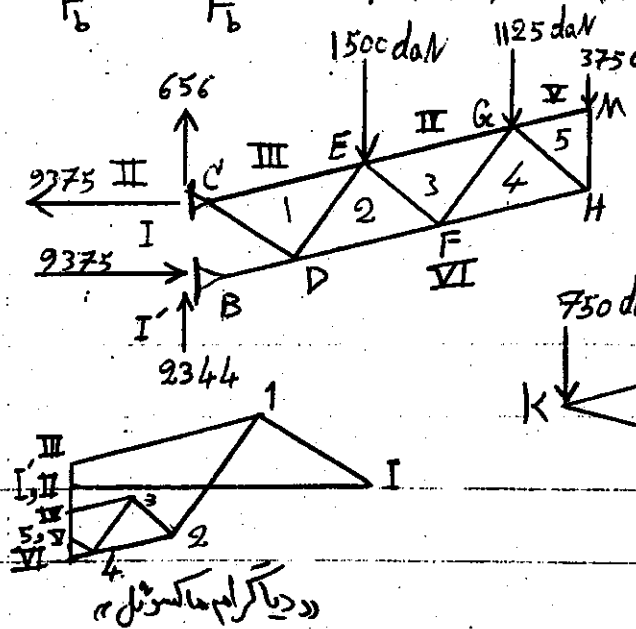
$F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y/2} \Rightarrow 1 \gg \frac{M_x}{S_x F_b} + \frac{M_y}{S_y F_b/2} \Rightarrow S_x \gg \frac{M_x}{F_b} + \frac{M_y}{F_b} \left(\frac{S_x}{S_y}\right) \times 2$

حدس زده می شود  $S_x \gg \frac{27285}{1400} + \frac{1705}{1400} \times (7) \times 2 \Rightarrow S_x \gg 36.5 \Rightarrow \text{IPE100}$

$F_b = \frac{8.18 \times 10^5}{\left(\frac{Ld}{A_p C_b}\right)} = \frac{8.18 \times 10^5}{\frac{150 \times 10}{5.5 \times 0.57 \times 1.75}} = 2991 \text{ bar}$ ,  $L_c = \frac{630 \times 5.5}{\sqrt{F_y}} = 71 < 150$  ← مقطع منفرجه نیست

$F_b = 1400 \text{ bar}$ ,  $F_{bx} = \frac{27285}{34.2} = 797.8 \text{ bar}$ ,  $F_{by} = \frac{1705}{5.79/2} = 588.9 \text{ bar}$

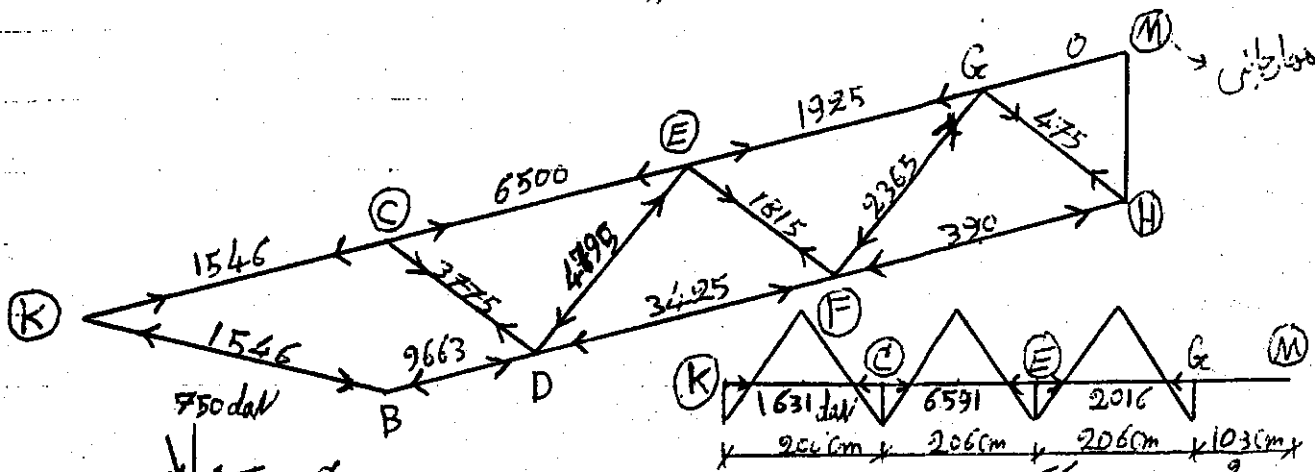
$\frac{F_{bx}}{F_b} + \frac{F_{by}}{F_b} = 0.57 + 0.42 = 0.99 < 1.0 \text{ O.K.}$



$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_{xc} = 9375 \text{ daN}$   
 $F_{BD} = 9663 \Rightarrow R_{yB} = 2344$   
 $R_{cy} = 656 \text{ daN}$

$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_{xc} = 1500 \text{ daN}$   
 $F_{KC} = 1546 \text{ daN}$   
 $R_{cy} = 375 \text{ daN}$

«دیوار گام استوار»



$$F + \frac{P_{\text{ind}}}{2} = 1546 + \frac{750 P_{\text{ind}}}{2} = 1637 \text{ daN}$$

$$F - \frac{P_{\text{ind}}}{2} = 1546 - 91 = 1455 \text{ daN}$$

کنترل کشش:  $M = \frac{q l^2}{8}$   
 $M = \frac{750 \times 200}{8} = 18750 \text{ cm daN}$

طبق بند 6-2-1 این نامه اگر مقطع از جنس استنلس باس با این در رابط  $\frac{F_t}{0.6 F_y} + \frac{F_{bx}}{F_{bx}} + \frac{F_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$   
 همچنین بر اساس ماکزیمم تنش خالص نیز جواب دهد. صند 10 فروروز.  
 طرح CE

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 240 \Rightarrow r_{\min} \geq \frac{206}{240} = 0.86 \Rightarrow \text{IPE 8}$$

کنترل EM:  $\frac{L}{240} = \frac{206 + 103}{240} = 1.29 > r_{\min} \text{ N.G.} \Rightarrow \text{IPE 12}$

$$F_{bx} = \frac{8.18 \times 10^5}{\frac{206 \times 12}{6.4 \times 0.63 \times 1}} = 1334 \text{ bar}, P_{bx} = \frac{18750}{53} = 354 < F_{bx} \text{ O.K.}$$

چون کنترل در قسمت کشش است  $F_t = 1400 \text{ bar}$  ماکزیمم تنش منبسطه باس 1400 بار

$$F_t = \frac{6591}{13.2} = 499 \text{ bar} < F_t \text{ O.K.} \quad \frac{F_t}{F_t} + \frac{P_{bx}}{F_{bx}} = \frac{499}{1400} + \frac{354}{1400} = 0.61 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$F_b = \frac{8.18 \times 10^5}{\frac{309 \times 12}{6.4 \times 0.63 \times 1}} = 889 \text{ bar}, P_{bx} = 354 \text{ bar} < F_b \text{ O.K.}$$

کنترل EG

$$F_t = \frac{2016}{13.2} = 153 < 1400 \text{ O.K.} \quad \frac{153}{1400} + \frac{354}{1400} = 0.36 < 1.0 \text{ O.K.}$$

کنترل قسمت کشش

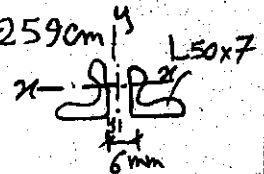
طرح BD:  $F_a = 800 \text{ bar}$  حدس A  $\frac{9664}{800} = 12.08 \text{ cm}^2$

$$\perp L 50 \times 7 \rightarrow r = 1.49 \text{ cm}, KL = 309 (0.75 + 0.25 \frac{3425}{9664}) = 259 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.49^2 + (10.3 + 1.49)^2 \Rightarrow r_y = 2.33 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{103}{1.49} = 69$$

$$\lambda_y = \frac{259}{2.33} = 111 \Rightarrow F_a = 799 \text{ bar} > P_a \text{ O.K.}$$



$\lambda_x = \frac{206}{1.49} = 138 \Rightarrow F_a = 568 \text{ bar} > f_a = \frac{3425}{2 \times 6.56} = 261 \text{ O.K.}$  کنترل DF

$F_a = 500 \text{ bar}$  طرح BK

$A \geq \frac{1540}{500} = 3.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow 40 \times 4$   
 $\lambda_{1-1} = \frac{206}{1.52} = 135 \Rightarrow F_a = 593 \text{ bar} > f_a = \frac{1540}{2 \times 3.08} = 250 \text{ O.K.}$

$L = 1600 \text{ cm}$  کنترل ED

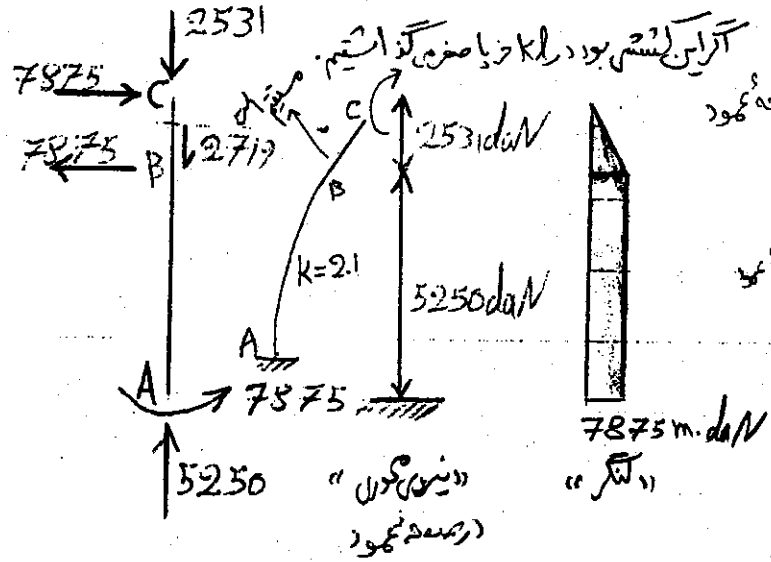
$f_a = \frac{4795}{2 \times 3.08} = 778 \text{ bar}$ ,  $\lambda_{1-1} = \frac{160}{1.52} = 105 \Rightarrow F_a = 836 \text{ bar}$   
 $f_a = 778 \text{ bar} < F_a = 836 \text{ bar} \text{ O.K.}$

کنترل CD

$\frac{125}{1.52} = 82 < 240 \text{ O.K.}$ ,  $f_t = \frac{3775}{2 \times 3.08} = 613 \text{ bar} < 1400 \text{ O.K.}$

$656 + 375 + 750 \times 2 = 2531 \text{ daN}$  (ک) طرح ستون \*

$2344 + 375 = 2719 \text{ daN}$ ,  $9375 - 1500 = 7875 \text{ daN}$



حس IPE 36  
 $G_c = \frac{I_y}{2I_x} = \frac{3}{8} = 0.375$   
 $G_A = 1 \Rightarrow k = 1.22$

$Kl = 1.22 \times 1600 (0.75 + 0.25 \frac{2531}{5250})$   
 $Kl = 425 \text{ cm}$

$\lambda_x = \frac{2.1 \times 300}{15} = 42$   
 $\lambda_y = \frac{425}{3.79} = 112.1$

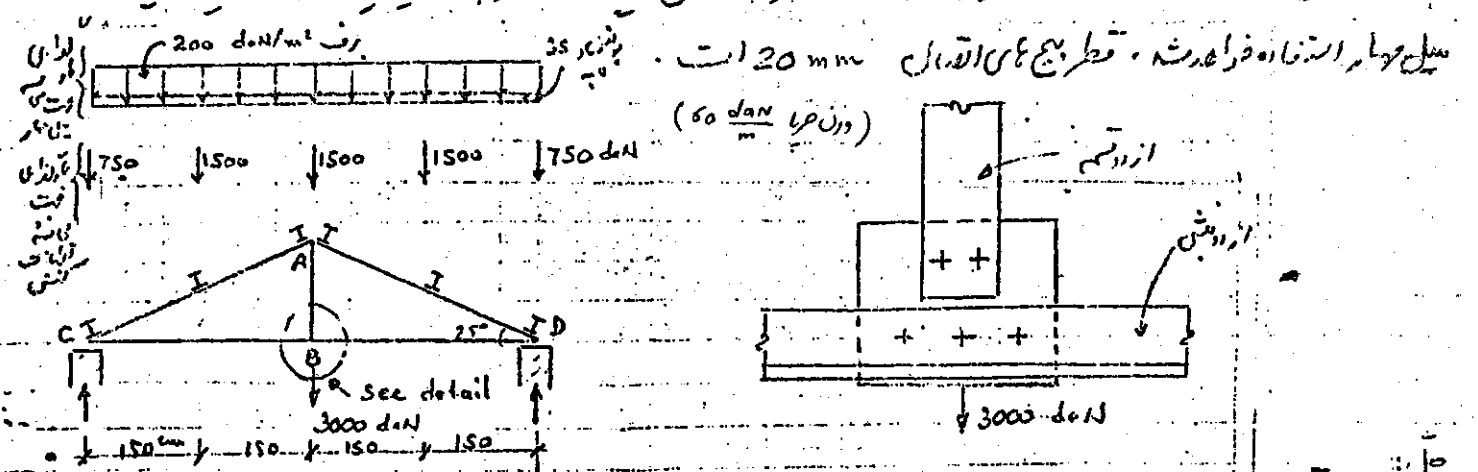
$\lambda_y = 112.1 \Rightarrow F_a = 790 \text{ bar}$ ,  $f_a = \frac{5250}{72.7} = 72 \Rightarrow \frac{f_a}{F_a} = \frac{72}{790} = 0.09 < 0.15$   
نیروی فشاری ضعیف است.

$F_{bx} = \frac{8.18 \times 10^5}{400 \times 36} = 1226 \text{ bar}$ ,  $f_{bx} = \frac{787500}{904} = 871 \text{ bar}$   
 (مقادیر از جدول) مقادیر از جدول

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.09 + 0.71 = 0.8 < 1 \text{ O.K.}$

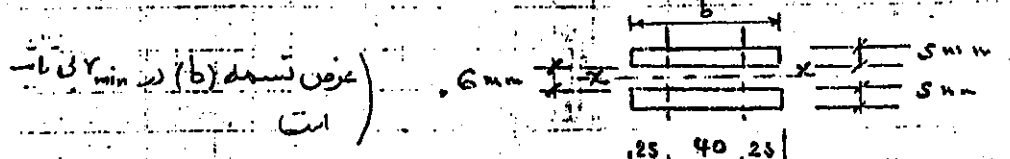
**IPE 36 O.K.** IPE 33 N.G. 1.08 > 1.0

محل درجه اول در مقطع AB و در بین تیرها سقف در فرمای نقش زیر. فاصله فرایه از بند تیر 4m و از بند راب



طول تیرهای سقف  $L = 127 \text{ cm}$   
 نیروی تیرها  $T = 3000 \text{ dan}$

$r_{min} \geq \frac{L}{240} = 0.53$  ,  $A_g \geq \frac{3000}{1400} = 2.14 \text{ cm}^2$  ,  $A_e \geq \frac{3000}{1850} = 1.62$

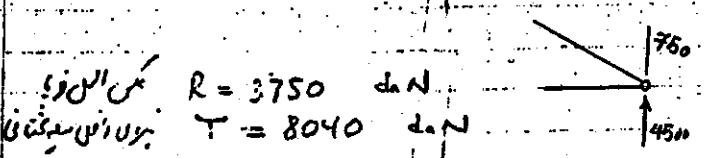


$I_x = \frac{9}{12} (1.6^3 - 0.6^3) = 2.91 \text{ cm}^4$  ,  $r_{min} = \sqrt{\frac{2.91}{2 \times 4.5}} = 0.57 > 0.53 \text{ o.k.}$

$A_n = A_e = 2(9 - 2 \times 2.3)0.5 = 4.4 \text{ cm}^2 > 1.62$   
 $A_g = 9 \text{ cm}^2 > 2.14 \text{ cm}^2$

$I'_x = \frac{9}{12} \times 0.5^3 = 0.094$  ,  $r_{min} = 0.144 \text{ cm}$

$L \leq 240 r_{min} = 240 \times 0.144 = 34.6 \text{ cm}$



$r_{min} \geq \frac{300}{240} = 1.25 \text{ cm}^2$  ,  $A_g \geq \frac{8040}{1400} = 5.74 \text{ cm}^2$  ,  $A_e \geq \frac{8040}{1850} = 4.35$

$r_x = 1.82 > 1.25$   
 $A_g = 2 \times 6.91 = 13.82 \text{ cm}^2 > 5.74 \text{ o.k.}$   
 $A_e = 0.85 \times 2(6.91 - 2.3 \times 0.5) = 9.79 > 4.35 \text{ o.k.}$

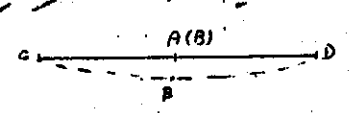
$r_{min} = 1.17 \text{ cm}^2$   
 $L > 240 \times 1.17 = 280$

$I_y = 2 [22.8 + 6.91(1.69 + 0.31^2)] = 100 \text{ cm}^4$

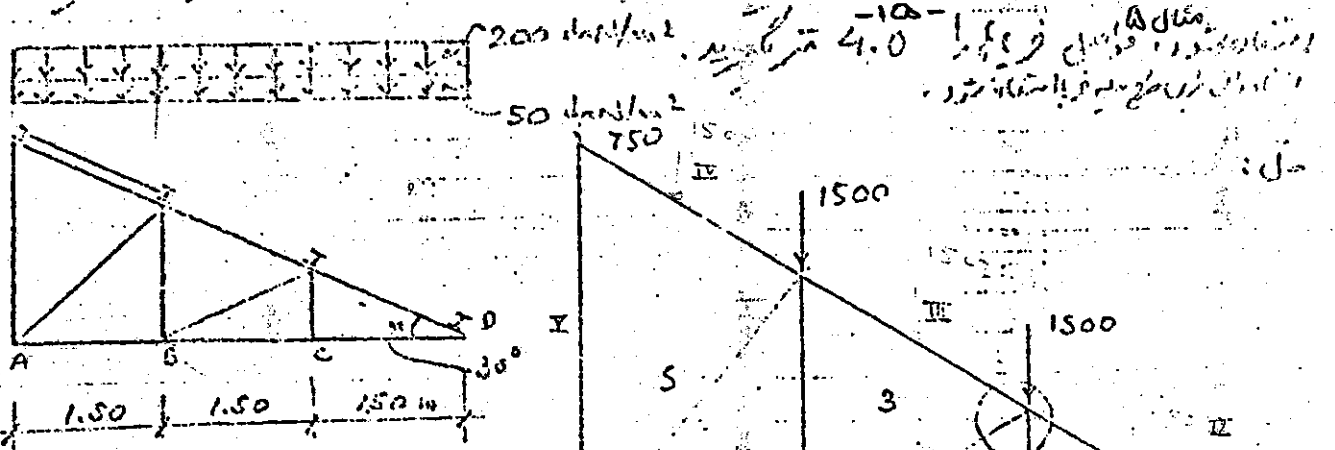
$r_y = \sqrt{\frac{100}{2 \times 6.91}} = 2.69 \text{ cm}^2$

$\frac{L}{r} = \frac{280}{2.69} = 223 < 240 \text{ o.k.}$

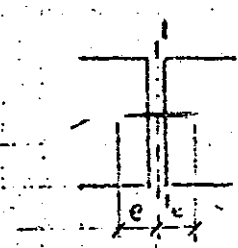
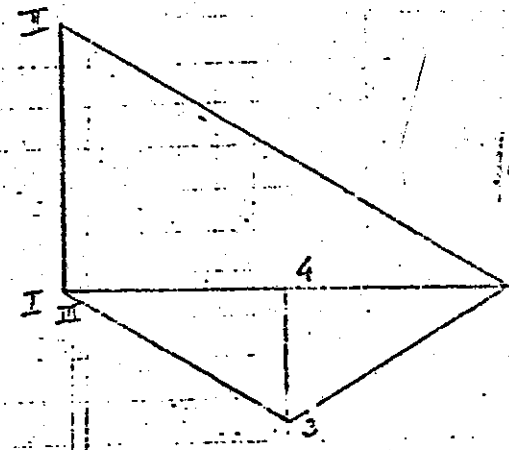
فاصله از تیرها 150 cm اینها بشود.  
 حال در است من و نیز از عرض تسمه لغز بشود.



در این مورد...



$J-1 = \vec{CD} = 2600 \text{ daN}$   
 $I-4 = AB = 1300 \text{ daN}$



$A_1 = 11 - (2,3) \times 0,6 = 9,62 \text{ cm}^2$   
 $A_e = 0,85 \times 9,62 = 8,18 \text{ cm}^2$

$T_1 = 11 \times 1400 = 15400 > 2600/2 \text{ o.k.}$   
 $T_2 = 8,18 \times 1550 = 12679 > 2600/2 \text{ o.k.}$

$T = 2 \times 1,5 \times \frac{4,0}{2} (200 + 50) \sin 30 = 750$

$F_1 = 0,33 F_4 = 1220 \text{ bar}$

$A \geq \frac{750}{1220} = 0,615 \text{ cm}^2$

$e = 1,45 + 0,4 = 1,85 \text{ mm}$

$r_{II} = \sqrt{\frac{I_{II}}{A}} = 2,28$

$\frac{l}{r_{II}} = \frac{450}{2,28} = 197 < 240 \text{ o.k.}$

$\frac{150}{r_{III}} = \frac{150}{113} = 1,33 < 240$

...  
 ...  
 ...

$\frac{14}{20}$

$\frac{6}{2}$

## فصل سیزدهم:

طراحی مخازن فولادی

## ۲-۱ کلیاتی راجع به منابع بلند آب

منابع و برجهای بلند آب از جمله سازه های مهم شریانهای حیاتی می باشند که باید با دقت زیاد طراحی و ساخته شوند. یکی از مهمترین دلایل اهمیت آنها لزوم کارکرد صحیح پس از زلزله هاست زیرا در صورت وقوع آتش سوزی پس از زلزله لازم است امکان دسترسی سریع به منابع آب فراهم باشد البته براساس تجارب به دست آمده از زلزله های گذشته منابع بلند آب بتن مسلح خیلی در برابر زلزله مقاوم نیستند [۳].

به عنوان مثال در زلزله شهرکنکو (KANTO) در ژاپن منبع بتنی با ۲۲ متر ارتفاع، کمانش کرد و فرو ریخت و این در حالی است که ساختمانهای کوچک در اطراف آن هیچ گونه آسیبی ندیدند، که البته در مورد شهر رشت نیز چنین امری رخ داد. به نظر هاوزنر [۴] رفتار چنین منابعی در زلزله ها نه تنها به خاطر نیاز به آب برای کنترل آتش مهم است بلکه به دلیل ساختمان ساده و محاسبات تحلیلی ساده آنها مطالعه این منابع می تواند به درک ما از رفتار سازه های دیگر در زلزله ها بیفزاید.

نمای منابع بلند آب می تواند کاملاً متفاوت باشد و بسته به نیاز همگونی با محیط اطراف، امکانات مادی و تعایل به ایجاد یک اثر هنری این منابع می توانند از یک سیستم بسیار ساده تا یک سیستم بسیار پیچیده و لوکس تفاوت داشته باشند. در شکلهای (۱-۳ الی ۱-۱۴) چند نوع منبع بلند آب نشان داده شده است. در بالای برخی از منابع بلند جایگاهی برای عموم درست می کنند که از بالا نظاره گر شهر باشند و در بالای بعضی حتی رستوران نیز درست می کنند. در چنین برجهایی انتقال مردم به وسیله آسانسور صورت می گیرد [۵].

همان طور که در این اشکال مشاهده می شود چنین سازه هایی شامل دو قسمت اصلی یعنی یک برج (پایه) و یک منبع می باشند. برج می تواند یک قاب فولادی با مهاربند، سیستمی از ستونهای متعدد و یا پوسته ای باشد. منبع نیز البته اشکال گوناگونی می تواند داشته باشد. به طور کلی خصوصیات سازه ای آنها را می توان چنین برشمرد که جرم آنها بیشتر در بالا متمرکز است، در یک زلزله شدید ایجاد یک مفصل خمیری در یک ستون می تواند منجر به فروریزی کامل شود و بالاخره اثر بارثقلی می تواند ظرفیت تحمل بارهای جانبی را کاهش دهد [۶]. اصولاً رفتار منابع مایعات مستقر در روی زمین و منابع بلند در برابر نیروهای زلزله موضوع تحقیق و مطالعه برخی از محققین در ۲۰ سال گذشته بوده است. در سال ۱۹۶۵ رسکان اعلام کرد که وقتی چنین سازه هایی روی زمین نرم قرار می گیرند شرایط اندرکنش دینامیکی سازه - خاک می تواند ماملی تعیین کننده باشد [۶]. در اواسط دهه ۶۰ هاوزنر پی برد که اندرکنش دینامیکی آب - منبع اثر بسیار مهمی بر رفتار دینامیکی منابع می تواند داشته باشد و فرمولهایی برای در نظر گرفتن این امر در محاسبات طراحی ارائه کرد [۴].

به دلیل وابسته بودن پایداری چنین سازه هایی فقط به يك مفصل پلاستیک، این گونه سازه ها به وسیله روزنبلوت [۶] بسیار آسیب پذیر در برابر زلزله تشخیص داده می شوند. به همین دلیل کیانوش [۷] پیشنهاد می کند گرچه سازه های بتنی طبق آیین نامه هایی مانند ACI باید طوری طراحی شوند که شکل پذیری آنها اجازه دهد در حین يك زلزله مهم انرژی زلزله با رفتار غیر ارتجاعی هرز شود، لیکن برای منابع بلند آب ادامه عملکرد پس از يك زلزله مهمتر است. لذا بر معیار رفتار خدمت برای طراحی چنین سازه هایی تاکید دارد. البته برداشت هر محقق ناشی از تجربه خاص او یا سازه ای خاص در زلزله های خاص است و شاید نتوان یافته های هر محقق را برای انواع مختلف يك سازه خاص فراگیر دانست. پس از هر زلزله نتایج بیشتری کسب و جمع بندی های جدیدتری ارائه خواهد شد که معمولاً به صورت پیشنهادهایی برای اصلاح آیین نامه های ساخت مطرح می شوند. این گزارش تنها به عنوان يك گام در جهت روشنتر شدن رفتار و عملکرد منابع بلند آب شناخته شده در کشور باید تلقی گردد و برای رسیدن به مرحله ارائه پیشنهادهایی جهت اصلاح شیوه های طراحی لازم است تحقیقات بسیار گسترده تری شامل کارهای آزمایشگاهی صورت گیرد.



# مخازن فولادی

صفحه	موضوع
۱	مخازن فولادی
۱	منابع ها :
۱	۱- ظرفیت ها
۲	۲- طراحی پوسته
۵	۳- ورقه‌های کف
۷	۴- طبقه دیوار ریندی
۹	۵- پایه‌ها
۱۸	برجها :
۱۸	۶- طراحی
۲۰	۷- مهار
۲۲	۸- پی ها
۲۶	مخازن مرتفع :
۲۶	۹- پایه‌ها
۳۲	۱۰- قسمت ته بصورت معلق
۳۵	۱۱- بالکن یا شاه تیر حلقوی
۳۸	۱۲- ستونها
۴۲	۱۳- پی ها

## STEEL TANKS

"STRUCTURAL ENGINEERING HANDBOOK"  
 ( N.GAYLORD & H.GAYLORD )

ترجمه : محمود سیحان نسی  
 (کلیه تهران)

مخازن فولادی

مخازن ذخیره آب میتوانند به شکل منبع، برج یا مخزن مرتفع باشند. منبع نوعی مخزن استوانه‌ای، عمودی، با قطر زیاد، زمینگیر، با کف ماف و ارتفاع نسبتاً کم (20 تا 50 فوت) میباشد. در مناطقی مسطح آب بایداً منبع بیداخل یک شبکه توزیع آب پمپ شود تا فشار و جریانی آب ایجا دکنند. در مناطقی کوهستانی میتوان مخزن را روی زمین بلند قرار داد تا فشار و جریانی ایجا دکنند. برج نیز عمودی، استوانه‌ای، زمینگیر با کف ماف ولی دارای چنان ارتفاعی است که ذخیره قسمت بالایی مخزن با یک فشار حداقل لازم در شبکه توزیع مورد استفاده قرار میگيرد. قسمت پایینی مخزن بعنوان ذخیره است که برای حفظ فشار حداقل احتیاجه پمپ کردن دارد. مخازن مرتفع ظروف ذخیره‌ای هستند که بر روی پایه قرار گرفته و تمام ظرفیت آنها با یک فشار حداقل لازم قابل استفاده است. برای طراحی منبعها و برجها روشهای مشابهی بکار میرود.

انجمن تحقیقات آبی آمریکا (AWWA) استانداردهای برای مخازن ذخیره آب و نسبت و نفت آمریکا (API) برای مخازن مورداستفاده در صنعت نفت تدوین کرده‌اند.

منبع‌ها

1. ظرفیت‌ها. ظرفیت  $Q$  یک منبع بکمک نیازهای محلی تعیین میشود. حداکثر ارتفاع ممکن مخزن بوسیله قدرت تحمل خاصی که مخزن بر روی آن ساخته میشود تعیین میگردد. مخازن فولادی به قطر 330 فوت با ظرفیتهای نزدیک به 28 میلیون

موضوع

ملحقات ..... ۴۵

سیلوها : ..... ۴۸

۱۴- نیروها ..... ۵۱

۱۵- سیلوهای دوار ..... ۵۴

۱۶- سیلوهای کم عمق ..... ۵۹

۱۷- مثال ..... ۵۹

۱۸- جزئیات متفرقه ..... ۷۱

ممالح ..... ۷۳

جدول تبدیل فرمولها از انگلیسی به متریک ..... ۷۷

کتاب راهنما ..... ۷۹

گالین نیز سا خسته شده اند. پوسته‌هایی با ضخامت دیوارها 2in. همبکا رفته‌اند. محاسبات چندگوشی متعددی لازم است تا اقتصا دی‌ترین ایضا دبدست آید. بکمک معادلات زیر می‌توان ایضا درا تمیین نمود:

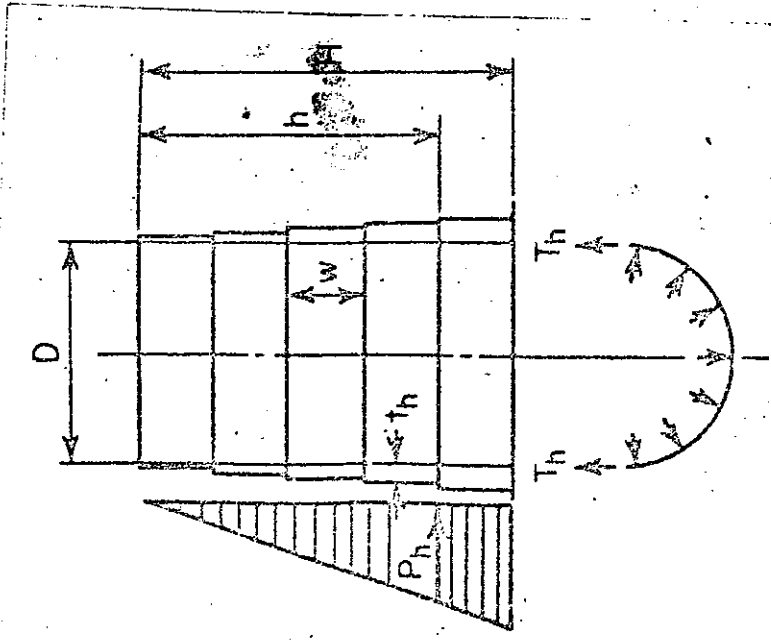
$$(1) \quad H = \frac{P}{62.5g}$$

$$(2) \quad D = 0.4126 \sqrt{\frac{Q}{H}}$$

که در اینجا  $H$  = حدا کثرا ارتفاع ممکن، ft  
 $D$  = قطر مخزن، ft  
 $Q$  = ظرفیت لازم، gal  
 $P$  = فشار مجاز خاک، psf  
 $g$  = چگالی

چون مخازن با بدین آزمون پیش شوند برای مقاصد طراحی چگالی کمتر از 1 پیشنهاد نمی‌شود.

۲. طراحی پوسته: دیوار پوسته از یک یا چند تکه به عرض  $w$  (معمولا حدود 8ft) ساخته می‌شود. هر تکه ممکن است از چند ورقه ساخته شود. درزهای عمودی هر تکه نسبت به درزهای عمودی در تکه‌های مجاور در یک امتداد قرار نمی‌گیرند. مخازن پوسته‌ای غشاء‌ها یا ستوانه‌ای هستند که برای تحمل کوشی حلقوی طرح می‌شوند (شکل ۱).  
 ضخامت دیوار در لبه‌های تینی هر تکه محاسبه می‌شود.



شکل ۰۱

مثل درزهای افقی کدرآنها تنش عمودی مستقیم معمولاً قابل اغماض است. معیناً وقتی که پوسته با رهای عمودی سنگین را تحمل میکنند تنش عمودی بعنوان یک تنش اصلی در نظر گرفته میشود و درزهای افقی احتیاج به جوشکاری روبرو بصورت تمام نفوذی دارند.

جدول ۰۱ راندمان اتصالات جوشکاری شده

ملاحظات	E	نوع اتصال جوشکاری شده
جوشهای ممتد	0.35	روپهم ساده
جوشهای <del>ممتد</del>	0.75	روپهم دو طرفه
اتصالات کششی	0.66	(حداقل 2/3) روبروی کم نفوذی
اتصالات فشاری	1.00	(حداقل 2/3) روبروی کم نفوذی
اتصالات کششی	0.85	روبروی تمام نفوذی
اتصالات فشاری	1.00	روبروی تمام نفوذی

۰۳. ورقه های کف، معمولاً کف صاف، مخزن روی زمین قرار میگیرند، با راجع وارد بر سطح لایه بوسیله یک فشار مساوی و بطرف بالا زسوی خاک پستی تحمل میشود. حداقل ضخامت فولادیهای کف معمولاً " 1/4 in. میباید. ورقه ها فقط برای نگهداری آب از طرف بالا به یکدیگر جوش روپهم میشوند (شکل ۱۲). شکل ۱۳ جزئیات ساده را که برای اتصال کف بدیوار مخزن لازم است نشان میدهد.

$$T_h = 2.60 \text{ hdg} \quad (۳)$$

$$t_h = \frac{T_h}{FE} = \frac{2.60 \text{ hdg}}{FE} \quad (۴)$$

که در اینجا  $T_h$  کشش در پوسته در عمق  $h$ ،  $Ib/in$

$$ft \text{ عمق از بالای مخزن، } = h$$

$$E \text{ ضریب انعطاف پذیری} = E$$

$$f \text{ تنش بیکه مجاز PSI} = f$$

$$t_h \text{ ضخامت دیوار پوسته، } = t_h$$

در مورد جوشکاری با اختتامی بسته به نوع اتصال بکار رفته  $E$  از 0.35 تا 1.0 تغییر میکند. استفا ده از اتصال جوش روپهم بر اساس جوشکاری گوشه ای است که تمام ضخامت ورقه ها بهم وصل میشود. جوشهای روپهم در آن قسمت ها نی از با کمه با آب تمام ندادند و نیز کف مخزن نوع روپهم ساده و فقط از طرف بالا است. جوشهای روپهم در با مهار دیوار پوسته ها که با آب تمام دارند از نوع دو طرفه است.

راندمان های اتصال تعیین شده در جدول ۱ بر اساس بازرسی متداول جوش میباشند. ما حبکا ممکن است علاوه بر بازرسی معمولی، مگنا فلاکسینگ کامل ( full magnafixing ) نیز انجام دهد. فقط اتصالاتی جوش تمام نفوذی از نوع روبرو دارای راندمان اتصال بزرگتر از 0.75 میباشند و راندمان اتصال فقط وقتی ممکن است از 0.85 تجاوز کند که بازرسی فشرده (استفاده از دیوگرافیک میسوپ) امکان پذیر باشد. استفا ده از جوشکاری کم نفوذ از نوع روبرو فقط در اتصالاتی از پوسته مخزن مجاز است که در معرض تنش ثانویه قرار دارند.

تکيه گاه پوسته هاي نسبتاً "سبك" احتياجه ملاحظات بخصوصي ندارد. وقتي كه فشار خاكي كه مستقيماً زيروپوسته قرار دارد از مقدار مجاز تجاوز كند افزايش پيش آمدگي  $a$  از ورقه كف ميتوانست براي تقلييل فشار به يك ميزان قابل قبول كافي باشد. معادله (۵) پيش آمدگي ورقه كف يعني  $a$  را تعيين ميكند. حداقسل پيش آمدگي بايد 1 in. باشد. حداقلملي تقريباً 6 in. است.

$$a = \frac{W'}{2p - 62.5Hg} \quad (5)$$

كه در اينجا  $W'$  = بار پوسته، پائيندبرفوت محيط

$$P = \text{فشار مجاز خاك، Psf}$$

$$H = \text{ارتفاع پوسته، ft}$$

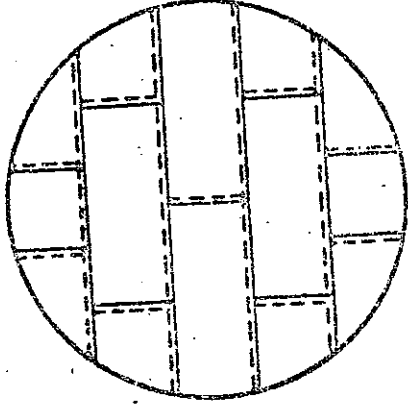
۴. حلقه ديوار رينتي (Concrete Ringwall) اگر بسا گسترش كف نشود فشار مجاز خاك را بمقدار  $W'$  كه دانه ها با پديگ حلقه ديوار رينتي ايجا دكرود. ابعاد حلقه ديوار رينتي طوري تشيين ميشود كه فشار خاك زيرو حلقه ديوار را فشار خاك كف در مركز مخزن برابر باشد (شكل ۴):

$$b = \frac{W'}{31.25Hg - 44d} \quad (6)$$

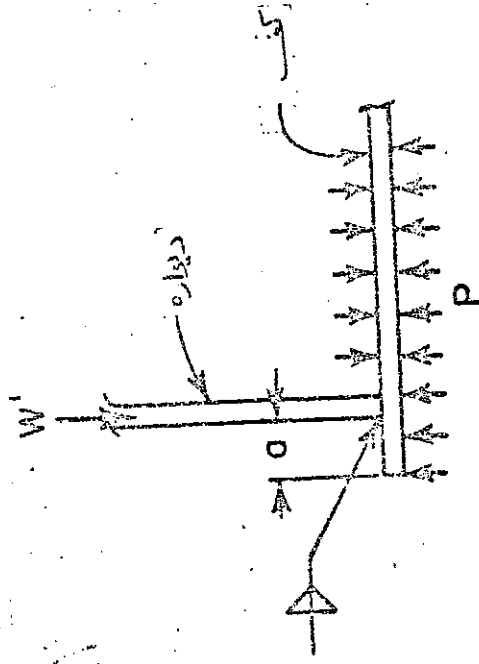
كه در اينجا  $d$  = ارتفاع حلقه ديوار، ft

$b$  = ضخامت حلقه ديوار، ft

ارتفاع حلقه ديوار از زمين يعني  $e$  حداقلاً بايد 0.5 ft باشد و علاوه بر آن كف بايد حداقلاً 0.5 ft زيرو خط انجماد قرار گيرد.



شكل ۲. قسمت كف كه بطريق رويهم جوش شده



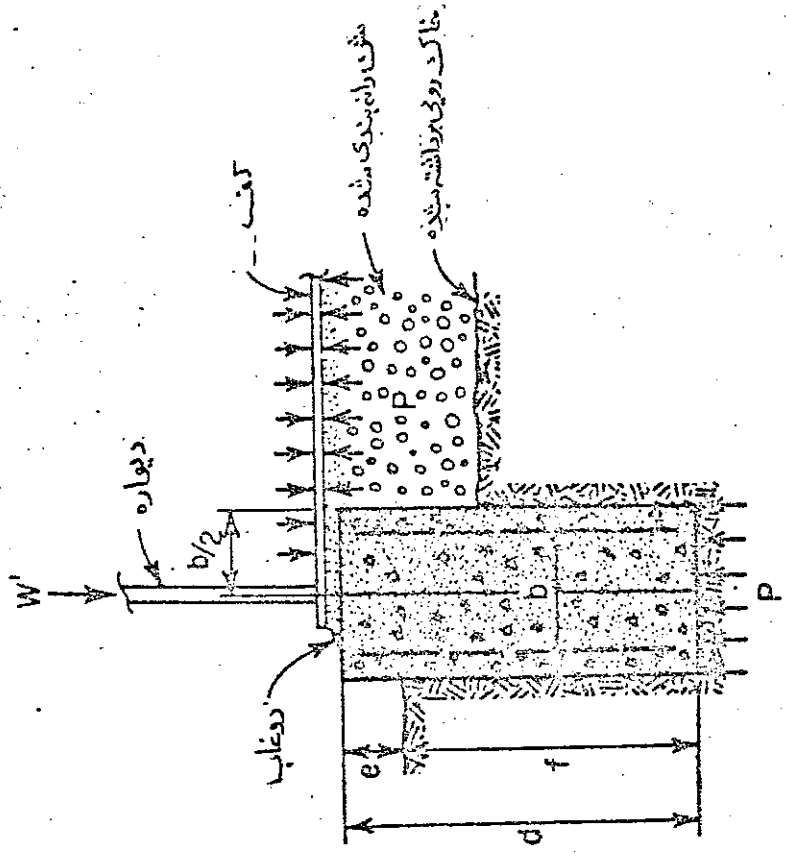
شكل ۳. اتصال كف به ديواره

برای استحکام محیط دیوار تسمه‌های فولادی یا پدید حلقه دیوار ریتنی کا رگذاشته شود تا تنش حلقوی حاصل از فشار افقی داخل حلقه دیوار را تحمل کند. سطح مقطع لازم  $A_s$  برای این فولاد محیطی، برابر با یک تنش مجاز 20,000 PSI عیار تست از:

$$A_s = 0.00052 \text{ HDdg} \quad (V)$$

یک سری فولاد عمودی که حداقل نیازه‌های فولاد حرا رتسی را برآورده میسازد یا بدین معنوی تکیه گاه وفا صله انداز تسمه فولادی بکا ورود.

۵- با هم  $\dots$  با هم مخازن ممکن است صاف، مخروطی یا شبه گروی باشد. با آنها میتوانند بطریق ساختمانی (ستون، برج و غیره) یا بوسیله خود (روی دیوار پسته) نگهداشته شوند. با مهای از طریق ساختمانی نگهداشته شده معمولاً "بخا طر آبریزی" شکل مخروطی ساخته میشوند. حداقل شیب عملی 3/4 in در 12 in است. شیب بیشتر ترجیح دارد. ستونها و تیرها مطابق شکل ۵ مرتب شده و طوری قرار گرفته اند که تقریباً "تمام ستونها با هم مسایوی تحمل میکنند. در هوای یخبندان، چارچوب با مایدی لای حصد با لائی آب قرار گیر دتا از خسارت حاصل از یخ‌چا و گبری شود. تیرها یخیدار بصورت شعاعی و حداکثر بفاصله  $2\pi - ft$  قرار گرفته اند. ورقه با مستقیم‌ترین تیرهای یخیدار را بر میگیرید و بدون آنکه به آنها وصل شود. ورقه‌های با بصورت روبه هم فقط از طرفه با لایه یکدیگر جوش شده اند. نهم برای جلوگیری از نفوذ آب تیرهای یخیدار بصورت اتصال صفحاتی به بوسیله‌ها وید شاه تیر وصل شده اند (شکل ۶). آنها ممکن است بصدمات اتصال جوش داده یا پیچ شوند. اگر پیچ میشوند از پیچ‌ها  $ASTM A307$  یا نیداستفیدند.

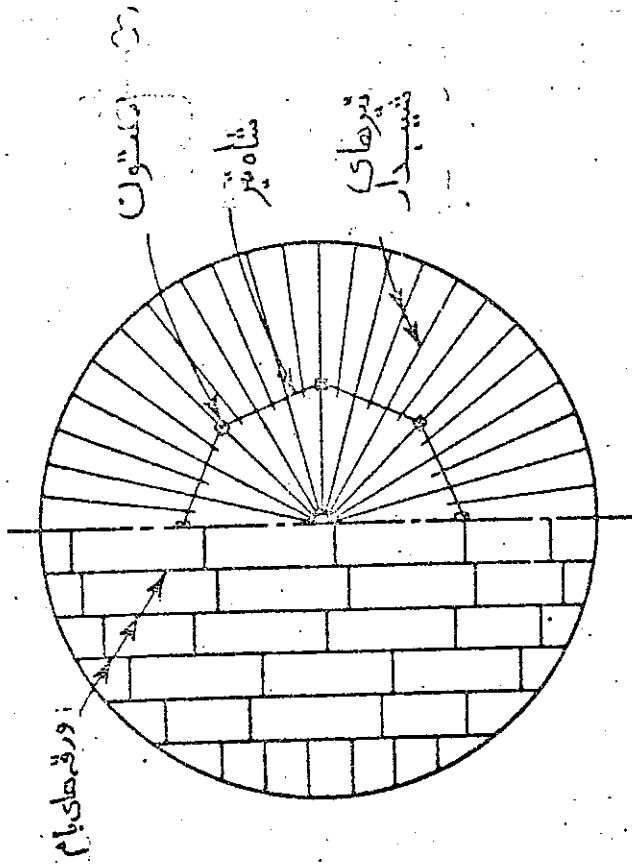


شکل ۴ پی از نوع حلقه دیواری

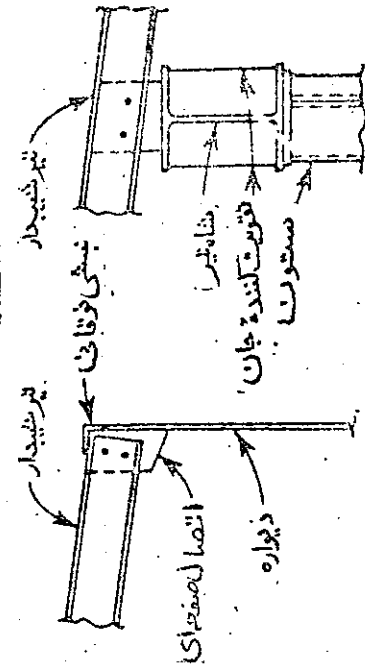
اندا زه و تعداد دپیچ‌ها یکمک با روارده بر اتصال تعیین میشود .  
 شاه تیرها که یک چندضلعی را تشکیل میدهند به ستونها پیچ  
 میشوند تا از اینجا دخمش در شاه تیرها بخاطر نشست نسبی ستونها  
 تا حدی جلوگیری شود .  
 در مناطقی که در معرض باد شدید یا برف معمولی قرار  
 دارند چارچوب با م برای بام مرده یا ضافه یا وزنده 25 psf  
 طراحی میشود . در نواحی خیلی کم برف از یک یا وزنده حدا قس  
 15 psf میتوان استفا ده کرد .

در نواحی که در معرض بارش برف فوق العاده شدید قرار دارند بار  
 وزنده یا م ممکن است از 40 psf هم تجاوز کند .  
 چارچوب با م و ستونها طبق آئین نا مه های AISC طراحی  
 میشوند . ستونها بصورت اعضاء نا نویه یا یک ما کریم 1/1 بر  
 180 طراحی میشوند . فرض میشود که با لها فشاری تیرهای شیب دار  
 عرضی بوسیله اصطکاک و رقه های با موبیا لها ی فشاری شاه تیرها  
 بصورت عرضی بوسیله تیرهای شیب دار نگهدار شته میشوند و ستونها بوسیله  
 توزیع کننده های تحتانی زجنس فولادها ی سا ختمانی که مستقیما  
 روی وزقه های کف قرار میگيرند نگهدار شته میشوند .  
 توزیع کننده تحتانی بوسیله بارش و فشار مجاز خاک تعیین  
 میشود . دو نوع توزیع کننده مورد استفا ده قرار میگيرد :  
 (1) ورقه فولادی دا براهی و (2) قاب سا ختمانی H . شکلها ختمه  
 شده از نا ودانی (شکل 7) . وقتی که مقاومت خاک معلوم نباشد  
 توزیع کننده بر حسب 1500 psf برفوت از قاعده نا ودانی  
 و ورقه زیر ستونی دا براهی بر حسب 1500 psf رومساحتی  
 با شمع 1 فوت بیشتر از خود ورقه طراحی میشوند .

مخازن با قطر 60ft یا کمتر ممکن است با مهای متشکل از تیر  
 شیب دار داشته باشند که تمام بوسیله پوسته مخزن نگهدار شته شوند .



شکل ۵۵ تیرریزی بام



شکل ۵۶ اتصال تیر شیب دار

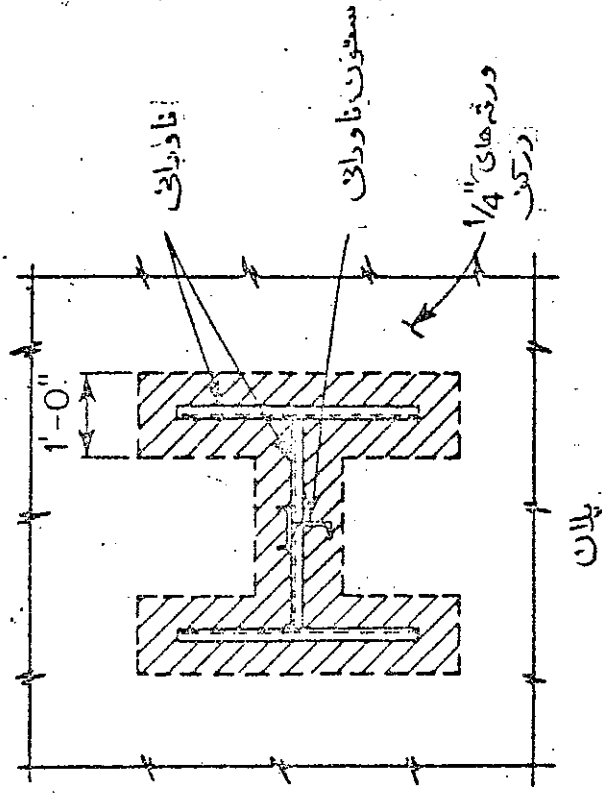
چا رجوب یا م خیلی قوس دا ده میشود تا طرح قنما دی شود. چنین تیرهای شیبدار ری بصورت تیرهای با رگذا ری شده با فشا را انتها تی و با رها ی عمودی (گسترده و متمرکز) طرا حی میشود. عکس العملها عبا رتندا زیگ فشا را فقی H در انتها ی داخلی و یک فنسار و فقی بهمان بقدا رویک عکس العمل عمودی V در انتها ی خارجی (شکل a). بخا طریبا را احتمالی بیخ، در هوای بیخینندان چا رجوب یا م پیدا لای خط با لائی آ ب قرا رگیرد.

در مخازن با قطر زیا دهگه اجتناب از ستون مور دتقا فا بسا لازم ست با مخزن ممکن ست بوسیله خرپا های تیرهای شیبدار واقع بر نیوسته نگهداشته شود. این تیرهای شیبدار و خرپا ها بشکل شعاعی مرتب میشوند. (شکل C). آنها توسط صفحات اتصال جوش شده به حلقه فوقانی نیوسته نگهداشته میشوند و به حلقه های م - وجود در مرکز مخزن متصل میشوند. عضوهای حاشیه ای بالای خرپا ها به حلقه های فشاری و حاشیه ای های پائینی خرپا ها به حلقه های کششی متصل میشوند. برای پایداری خرپا یک تیوب پیچشی در مرکز قرار داده میشود. بیرون مرکزهای بیجا د شده در اثر بهم خوردن امتداد شعاعی عضوهای حاشیه ای خرپا ها گشتا وزها تی پدید میآورد که میخوابند حلقه های مرکزی را بیچاره کنند. اتصال از داخل حلقه های مرکزی حاشیه یا الاوحا شیه پائینی با یک تیوب پیچشی، پایداری چرخشی ایجا دمیکندینا برای گشتا و رحا صل از نیروهای فشاری حاشیه با الا ب گشتا و رهای حاصل از نیروهای کششی حاشیه پائینی خنثی میشود (شکل b).

\* حلقه های کششی و فشاری در پام های خودنگهدار.

حلقه یک عضو الاستیک تحت اثر N با رشاعی مساوی W است که

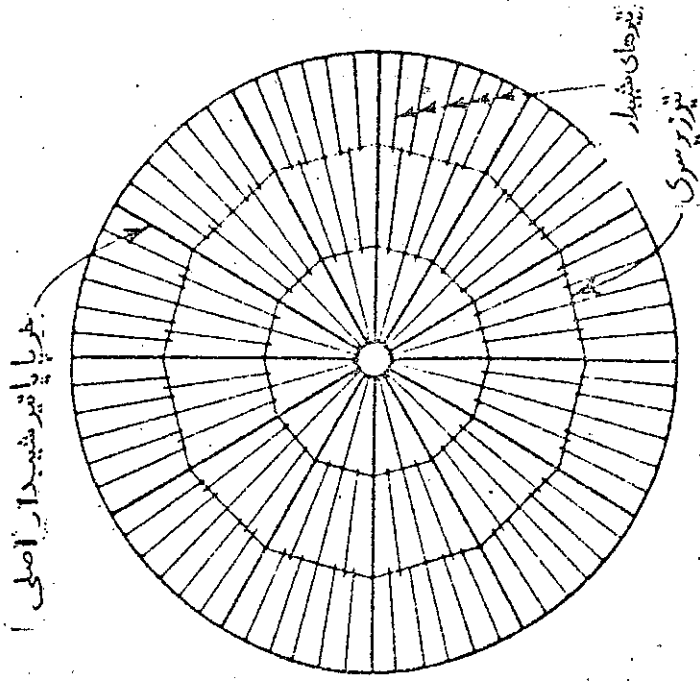
به بحث ۵ رجوع کنید.



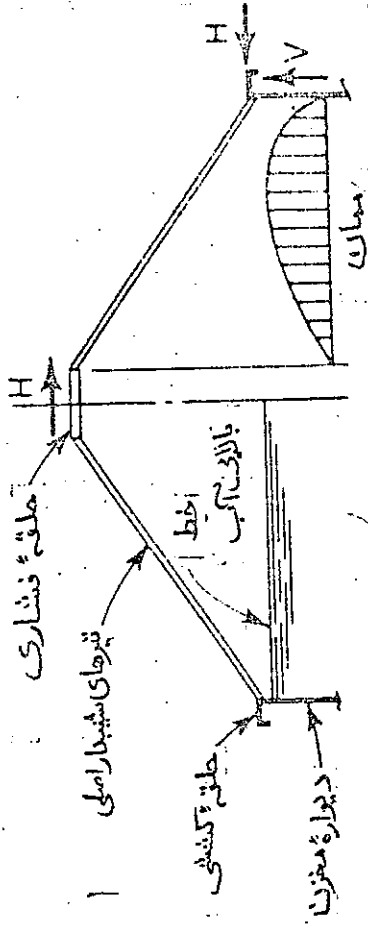
شکل ۰۷ پایه ستونی H شکل

پلان

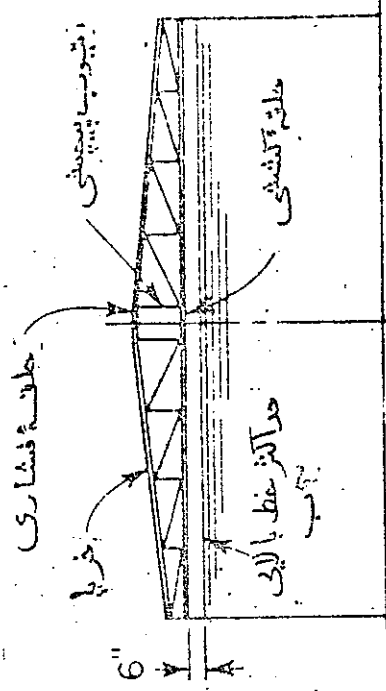




(c) پلان تیرریزی بام  
دنباله شکل ۸۰



(a) بام خودنگه دار بر روی تیرشیدار



(b) بام قرا رگرفته بر روی خراب

شکل ۸۰ تیرریزی بام (ادا مه دارد)

جهت مثبت آن بطرف بیرون فرض میشود (شکل ۹). این سیستم با رگداری، در حلقه‌ها تنش‌های مستقیم ایجاد میکنند که ما کزیمم تنش در محل بارها و نقطه وسط بین بارها افتادگی می‌افتد.

ممان‌های  $M$ ، نیروهای محوری  $T$  و برش‌های  $V$  بوسیله معادلات زیر تعیین میشوند. در محل بار

$$M_a = \frac{WR}{2} \left( \cot \frac{180^\circ}{N} - \frac{N}{\pi} \right) \quad (۸)$$

$$T_a = \frac{W}{2} \cot \frac{180^\circ}{N} \quad (۹)$$

$$V_a = \frac{W}{2} \quad (۱۰)$$

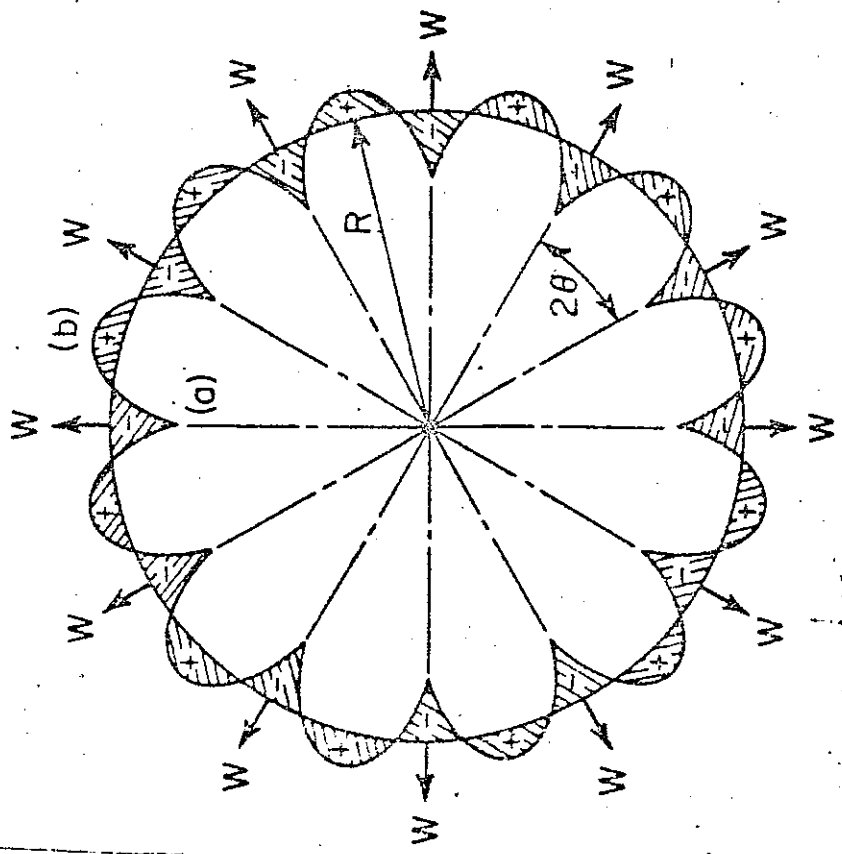
در نقطه وسط بین بارها

$$M_b = \frac{WR}{2} \left( \csc \frac{180^\circ}{N} - \frac{N}{\pi} \right) \quad (۱۱)$$

$$T_b = \frac{W}{2} \csc \frac{180^\circ}{N} \quad (۱۲)$$

$$V_b = 0 \quad (۱۳)$$

در اینجا  $R =$  شعاع مخزن ،  $N =$  تعداد دبارهای شعاعی

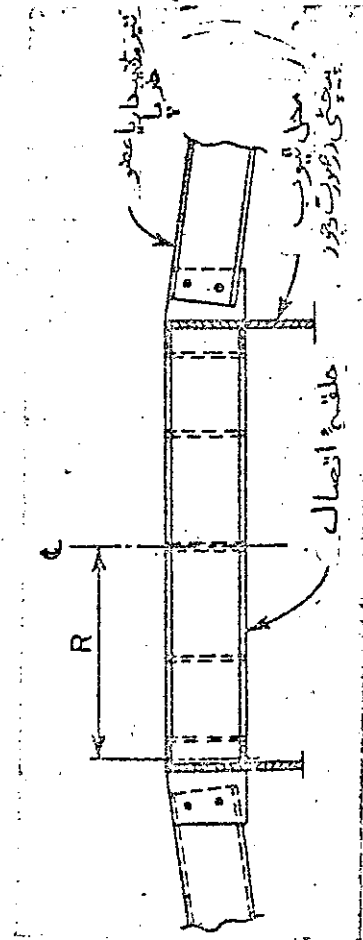


شکل ۰۹

نیروی محوری مثبت کشش در حلقه ایجا دمیکنند و مما ن مثبت کشش در ویددا خلی. تنش در حلقه عبا رتست از :

$$f = + \frac{T}{A} + \frac{Mc}{I} \quad (۱۴)$$

حلقه ها معمولا " از نا ودانی سا خته میشوند (شکل ۱۰).



شکل ۱۰ جزئیات حلقه

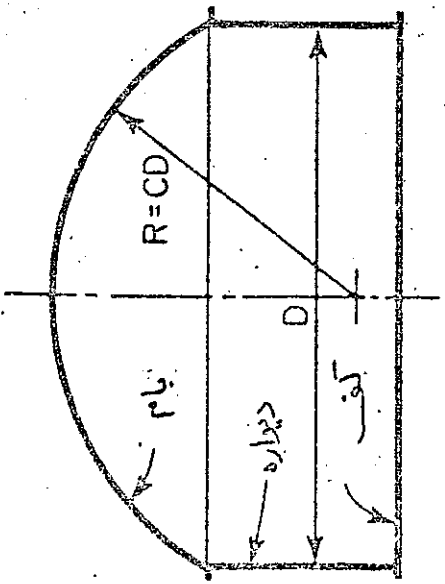
=====  
برجهها  
=====

ع- طراحی . ارتفاع یک برج معمولا " از طریق میزان ارتفاع جاذبه لازم و قطر آن بوسیله ظرفیت لازم تعیین میگردد. برجها ئی به ارتفاع تا 150 ft با ضخامت پوسته 2in. ساخته شده است .

طراحی دیوار ره و کف در برجها مثل طراحی در منبع ها سنت . بخوا طرا اقتصا دی بود و سادگی طرح وساخت از با مهای خود نگهدار استقا ده میشود . با مهای مخروطی بدون تیر شیبدا ربه مغازن با قطر کمتر از 30 ft محدود میشوند و با پدشیب 30° . با بیشتر دا شته با شند . برجها ئی را که قطر آنها از 50 ft کمتر است میتوان با مهای شبه مخروطی یا نه ای شکل و بدون تیر شیبدا ر ساخت . این با مهای قسمتی از یک کره را شامل میشوند (شکل ۱۱) که شعاع آن R ممکن است 0.8 تا 1.2 برابر بر قطر مخروطن باشد . فضا مت چنین گنبدی را میتوان بوسیله معادله زیر تعیین کرد :

$$t = 0.00071 CD \sqrt{W} \quad 0.8 \leq C \leq 1.2 \quad (۱۵)$$

که در اینجا  $C = \frac{\text{شعاع مایم}}{\text{شعاع مخروطن}}$



شکل ۱۱. مخزن با بام شبه گوی

$D =$  قطر مخزن ، ft  
 $W =$  بار زنده + بار مرده ، psf روی سطح بام  
 $t =$  ضخامت ورقه ، in.

برای ورقه‌های تا ضخامت  $3/8$  in. میتوان از جوش رو به هم یکطرفه استفاده کرد. ورقه‌های ضخیم‌تر با دید جوش رو برو شوند.

۷- مهار. برجهای باید از نظر واژگونی بوسیله دیان نیروهای زلزله بررسی شوند. وقتی مخزن خالی است نیروی باد اصلی است و وقتی مخزن پر است واژگونی در اثر لرزش مهشود. برای جلوگیری از واژگونی، پیچهای مه را از یکطرف در حلقه دیوار یا صفحه بتنی فرورفته و از طرف دیگر توسط سگوهای مخصوص پیچ مه را به قسمت پائینی دیوار مه مخزن وصل میشوند. (شکل ۱۲).

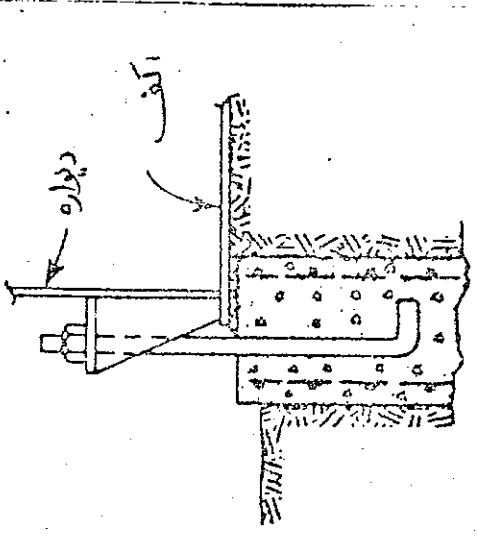
باریاد. یک حل تقریبی ولی عملی برای اثر بار باد روی پیچ مه را عبارتست از:

$$T_w = - \frac{W'}{N} + \frac{4M_w}{ND} \quad (۱۶)$$

در اینجا

- $T_w =$  کشش در پیچ مه را ، lb
- $M_w =$  ممان واژگونی حول قاعده مخزن ، ft - lb
- $D =$  قطر مخزن ، ft
- $N =$  تعداد پیچهای مه را
- $W' =$  کل وزن پوسته و قسمت آریا مه که بوسیله پوسته تحمل میشود.

ممان واژگونی از طریق ممان زلزله تعیین میشود.



شکل ۱۲. طریقه مه را دیواره

در هر حال N، نیاید کمتر از 4 باشد.

۸- پی‌ها . برجهای زمین‌گیر احتیاج به خاک‌های نگهدارنده قوی دارند. ممکن است برای کاهش بارش با رانش بر خاک زیرپوسته مخزن به مقدار قابل قبول، احتیاج به حلقه دیوار باشد. طراحی حلقه دیوارها در برجهای هم‌نست که در منبعها بودیم جز اینکه حلقه دیوار نیاید از آن‌ها کافی سنگینی بیجا نکند تا بتوانند با ما کزیم پیچ‌ها را تحمل کنند.

P = 62.5 H  
و قتی که مقاومت خاک نگهدارنده از  
کمتر شد پی‌های گسترده‌تر (شکل ۱۳).  
قطر قاعده لازم یعنی Z تقریباً " میشود،

$$Z = 1.128 \sqrt{\frac{W_m + W_w + W_c}{P}} \quad (22)$$

که در اینجا  $W_m$  وزن کل فلز مخزن،

Ib  $W_w$  وزن محتویات،

Ib  $W_c$  وزن بتن،

Ib  $W_e$  وزن زمین روی پی،

آرما تور کششی. همان خمشی M حول یک خط مرکزی

(شکل ۱۴) عیار و تست از :

$$M = 1/2 (V X_p - W X_m - W X_w - W X_c - W X_e) \quad (23)$$

در اینجا  $V$  = کل عکس العمل پی،

$X$  = فاصله خط مرکزی تا مرکز هندسی هر بار و مورد نظر

بر روی نصف پی، ft

$$M_w = 0.0015 KDH^2 V^2 \quad (17)$$

که در اینجا  $K = 0.6$  برای استوانه

$V =$  سرعت باد، mph

$H =$  ارتفاع پوسته، ft

یا لرزشی. با لرزشی و در پیچ مهراراز

$$T_s = \frac{4M_s}{N} + \frac{ND}{4M_s} \quad (18)$$

$$M_s = (W_s + W_w) \frac{H}{2} S \quad (19)$$

$$W_w = 49.0 HD^2 \quad (20)$$

بدست می‌آید که در اینجا  $T_s$  کشش پیچ در اثر لرزش،

Ib  $M_s$  = ممان واگونی در اثر لرزش،

ft-Ib  $W_s$  = وزن کل پوسته و نیام مخزن

$S$  = ضریب لرزشی

۱۱- شامله پیچ با عمودی ما یخ نمیشود زیرا قبل از اینکه ما یخ روی

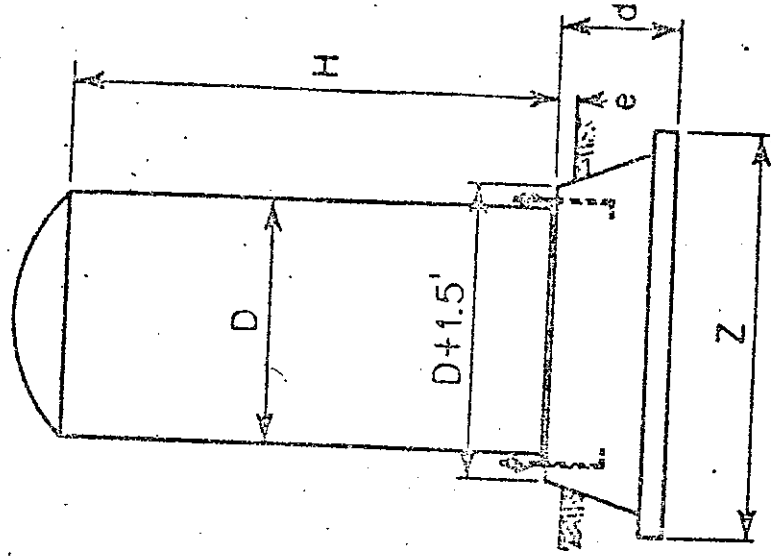
ورقه‌ها ینازک و انعطاف پذیر کف بتون سنگینی موثری بطرف

پائین ایجا دکنده پیچ‌ها یما ربا رکشی را بطور کلی ملته‌میل میکنند

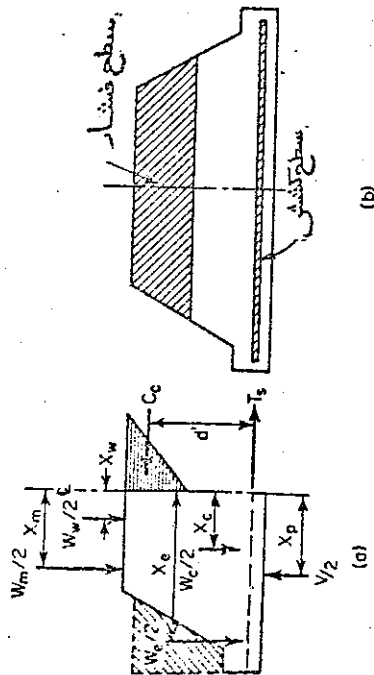
فاصله پیچ‌های مهار نیاید کمتر از 2 ft باشد - بیشتر از

10 ft با شد با رعایت دیگر

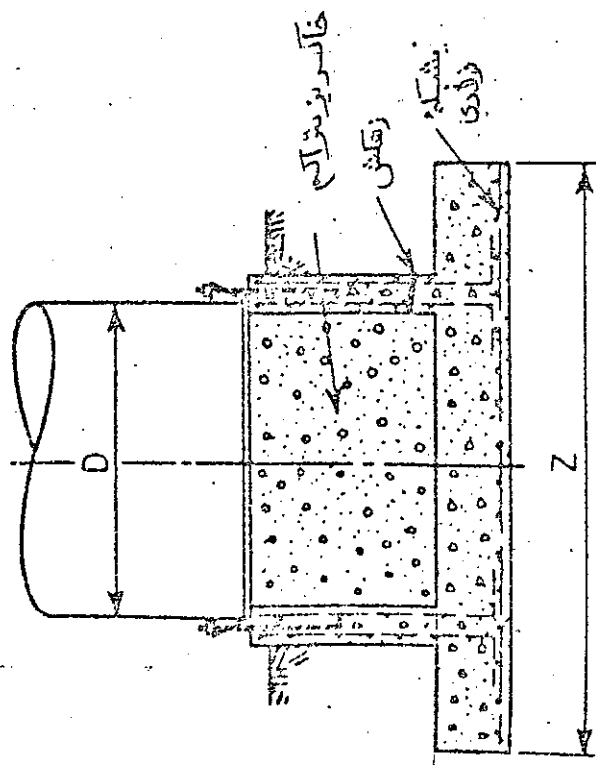
$$0.31 D < N < 1.57 D \quad (21)$$



شکل ۱۳ پی گسترده



شکل ۱۴



شکل ۱۵ پی بصورت دال و حلقه دیوار

فولاد آربا توربا بیدپور یکنواخت در امتداد قطر و بهمین مقدار در امتداد عمود بر آن پخش شود تا یک شبکه مستطیلی تشکیل دهد. اگر سطح لازم فولاد زیاد باشد ممکن است عمق بیشتری برای پی لازم شد. تمام پی باید بصورت یکپارچه ریخته شود تا از بروز مشکلات اتصال ساختمان و مسائلی مربوط به برش گیر ( Shear Key ) جلوگیری شود.

وقتی که شرایط خاک ، پی های عمیق (بیش از 10 ft ) را ایجاد میکنند ممکن است اقتضای تری باشد که از طرح شبکه دال و حلقه دیوار (شکل ۱۵) یا پی استوار بر شمع (شکل ۱۶) استفاده شود. حلقه دیوار در شکل ۱۵ عمق پی را افزایش میدهد و نیاید بعنوان یک عامل مقاوم در برابر ممان در نظر گرفته شود. حلقه دیوار برای مقابله با کشش حلقوی حاصل از فشار خاک داخلی تشویق شده و باید برای مقاومست در برابر ممان واژگونی باید یا لرزش مها رشود. وقتی از پی های شمع استفاده میشود ظرفیت شمعها باید بطوری باشد که تمام آنها داخل سطح پوشیده شده بوسیله مخزن قرار گیرند در غیر این صورت برای تحمل ممان خمشی در پی ها یک دال ضخیم لازم خواهد بود.

=====

مخزن مرتفع

=====

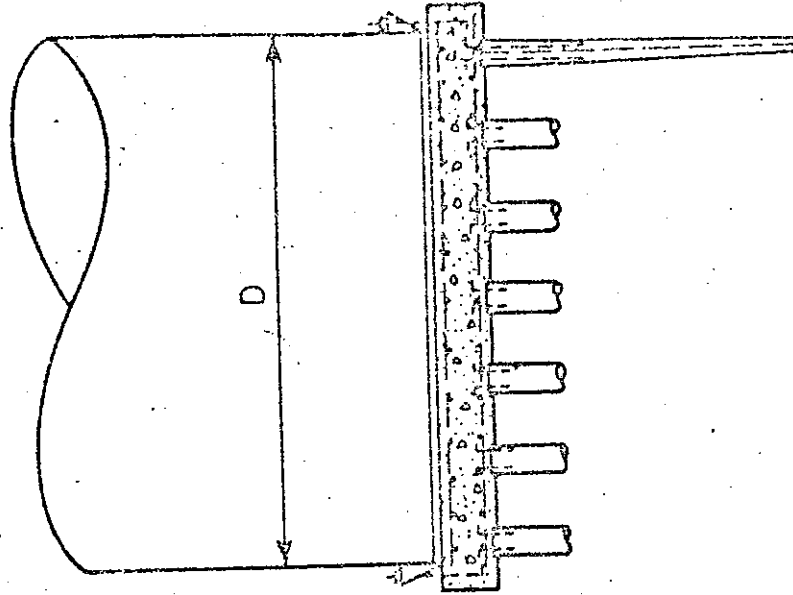
امروزه مخازن مرتفع را بصورت سازه های نشانی کننده ستونهای نگهدارنده آنها مستقیماً "بیدیوار" مخزن متصلانند میسازند. یک مخزن ستاندارد را میسازند و پوسته قسمت پایینی که مطلق است تشکیل شده. برای بهتری کردن نمای آن ممکن است کل مخزن از ورقه های دوانحنائی ساخته شود تا کل مورد نظر

حاصل شود .  
 مخزن مرتفع ممکن است تشکیل شود از یک یا مخروطی یا بیضوی، یک پوسته استوانه‌ای عمودی که ستونهای آن متصل اند و یک قسمت پایینی معلق که میتواند بیضوی، شبه‌کروی یا مخروطی باشد. چنین مخازنی با ظرفیتهای مختلف از 5000 تا 4,000,000 گالن ساخته شده‌اند. میزان ارتفاع ماکزیمم آب آب را مشخص میکند. گنجایش مخزن از لیب سرریز (خط بالائی آب) تا خط پایینی آب که با میزان ارتفاع مورد نظر تعیین میگردد اندازه‌گیری میشود (شکل ۱۷) .

۹- با مه‌سایا . وقتیکه با مه‌های مخروطی مورد استفاده قرار میگیرند همیشه خط بالائی آب پایینی ترا منتهی تمام با م و پوسته نگهداشته میشود. قوا عدطراحی با مه‌های مخروطی همانند است که برای با م منبع‌ها و برجها گفته شد.  
 با مه‌های بیضوی شکل اجازه میدهند که خط بالائی آب داخل محدود به م باشد. آب داخل با م تنش غشائی دو محوری در وجههای با م ایجاد میکنند که اگر بوسیله یک صفحه عرضی بتوان تنش غشائی را بطور کامل برید میتوان آنها را محاسبه کرد. یکی از تنش‌های دو محوری را میتوان از استاتیک بدست آورد. فشار استاتیک سی آب بر روی یک صفحه افقی در فاصله  $h$  زیر خط بالائی آب با م سیستمی از تنش‌های غشائی نصف آنها را  $T_2$  متعادل میشود (شکل ۱۸): بنا بر این

$$T_2 = \frac{\gamma h \pi D^2 / 4 \cdot W_w}{\pi D' \cos \theta} \quad (24)$$

در اینجا  $D'$  = قطر غشای در مقطع برش  
 $\gamma$  = وزن مخصوص محمول ذخیره شده



شکل ۱۶- دال بر روی پی‌شستی



در تعیین  $T_2$  وزن فلز مخزن نیز با بددر نظر گرفته شود.

برای تعیین تنش غشائی دیگر (عرضی)  $T_1$ ، تعداد

$T_1$  و  $T_2$  بنا بر فشار  $p$  فشار استاتیکی آب عمود بر سطح در عمق  $h$  میدهند:

$$T_1 = R_1 \left( p - \frac{T_2}{R_2} \right) \quad (۲۵)$$

در اینجا شعاع عرضی

$$R_1 = \text{شعاع عرضی}$$

نقاط زیادی را با پیدا متنا بگردتا ما کوزیم تنش فشاری بدست

آید. ما کوزیم تنش بدست آمده ضا مت و ورقه لازم برای بسام

را تعیین میکند. انحناء در امتداد نصف النها ری، مقنا و مسلت

کما نشی فشاری در امتداد عرضی را تعیین میکنند در حالیکه

انحناء عرضی، مقنا و مت کما نشی فشاری در امتداد نصف النها ری

را مشخص میکند.

بعد از ما سبه  $T_1$  و  $T_2$  قدم بعدی تعیین ضا مت ورقه است.

تنش های بکه مجا ز در حالت کشش تحت تاثیر خواص کششی منباده

قرار دادا رند. تنشهای فشاری بکه مجا ز تحت تاثیر مقنا و مت کما نشی

قرار دادا رند بکه بکمک فرمول بوردمن (Boerdman) برای

قبولدهای نرم تعیین میشوند.

$$f_a = 2,000,000 \frac{t}{R} \left( 1 - \frac{100}{3} \frac{t}{R} \right) \quad (۲۶)$$

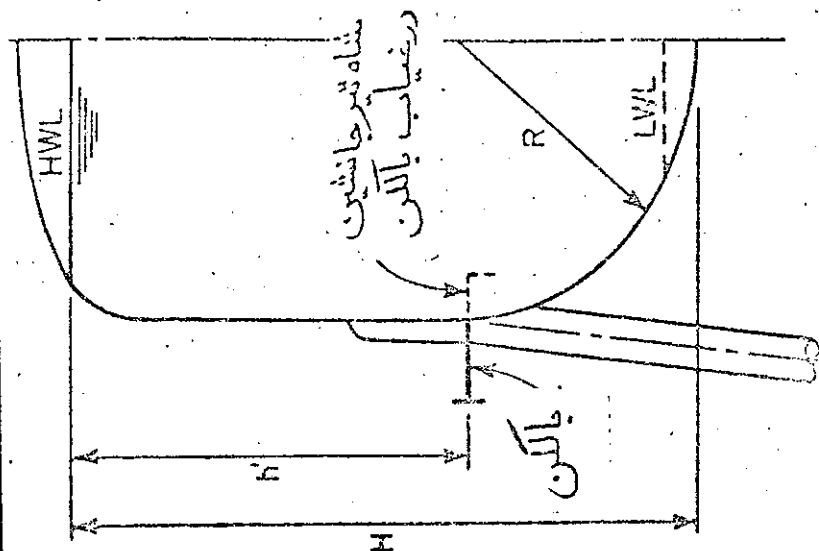
در اینجا  $t$  ضا مت ورقه،  $in.$

$R$  شعاع انحناء عمود بر امتداد تنش،  $in.$

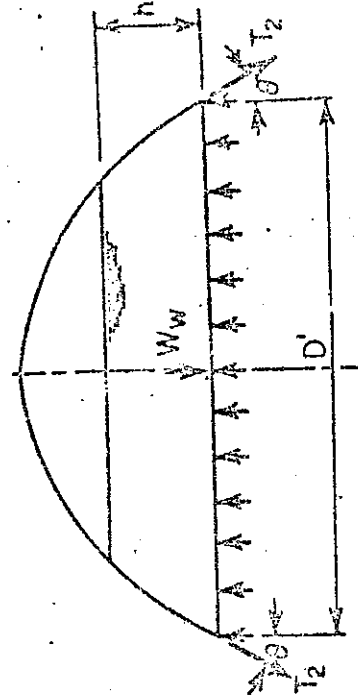
$f_a$  تنش فشاری مجا ز،  $psi$  (در آئین نامه های

جدید AWWA به  $15,000 psi$  محدود شده است)

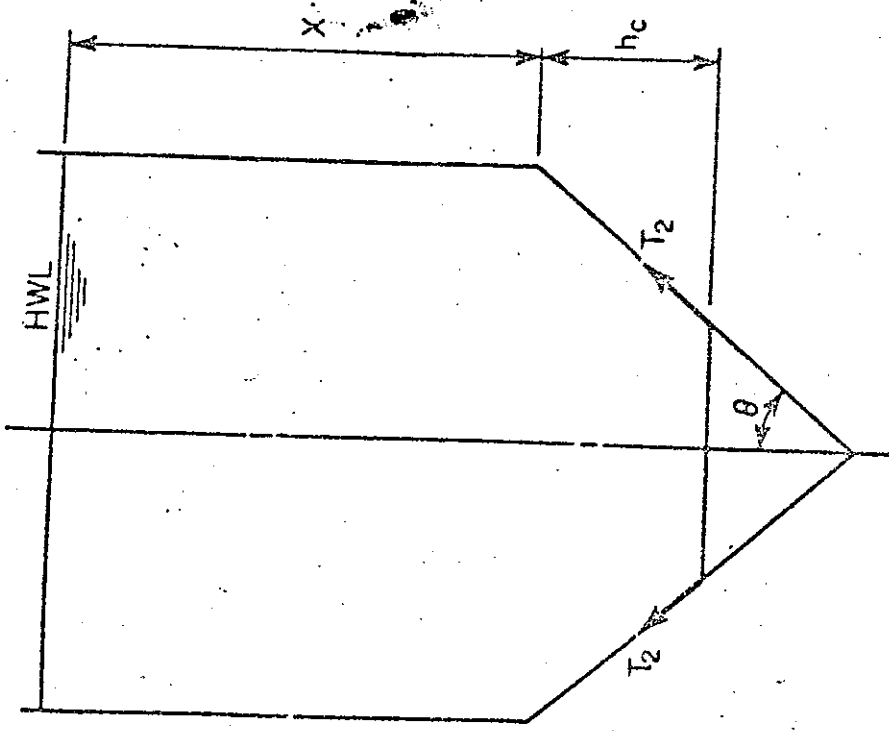
\* ضریب اطمینان = 2



شکل ۱۷. مخزن در تنفخ



شکل ۱۸. تیر و هوا ی غشائی و ادر بر ما



شکل ۱۹- نیروهای غشائی در قسمت ته معلق

۱- قسمت ته بصورت معلق . طراحی قسمت ته بصورت معلق که از یک سطح گردان بوجود آمده شبیه طراحی با ام است . قسمت ته موردنظر بوسیله یک صفحه عرضی قطع میشود . تنش های  $T_1$  و  $T_2$  تعیین گردیده و ضخامت لازم محاسب میشود . درته های شبه کروی که  $R_1 = R_2 = R$  است تنش کششی ماکزیمم درته ترین نقاط اتفاق می افتد (شکل ۱۷) عبا رتست از :

$$T_1 = T_2 = \frac{\gamma_{HR}}{2} \quad (۲۷)$$

تنش های در امتداد آ و بیختگی عبا رتست از :

$$T_1 = \gamma R \left( \frac{h'}{2} - \frac{R}{3} \right) \quad (۲۸)$$

$$T_2 = \gamma R \left( \frac{h'}{2} + \frac{R}{3} \right) \quad (۲۹)$$

در اینجا  $R$  = شعاع کروی قسمت ته

$H$  = فاصله خط با لای آ از ته مخزن

$h'$  = فاصله خط با لای آ از امتداد آ و بیختگی

تنش های  $T_1$  و  $T_2$  درته های مخروطی معلق بطور مستقل محاسب میشوند (شکل ۱۹) . و قتیکه قسمت استوانه ای تا عمق  $X$  با لای آ تمایل مخروط به استوانه پرشدتنش های درون مخروط در هر نقطه بفاصله  $h_c$  با ثنین امتداد آ و بیختگی عبا رتست از :

$$T_2 = \frac{\gamma}{2 \cos \theta} \left( \frac{D}{2} - h_c \tan \theta \right) \left[ X + \frac{D}{3} + \frac{2h_c}{6} \cot \theta \right] \quad (۳۰)$$

در اینجا  $R_1$  و  $R_c$  شعاع پوسته و مخروط  
 $t_1$  و  $t_c$  ضخامت پوسته و مخروط

۱- با لکن یا شاه تیر حلقوی، پوسته یک مخزن که بر روی ستون قرار گرفته بصورت یک شاه تیر ذاتی بره ای در نظر گرفته میشود که در امتداد دایره مونس بطور یکنواخت با رگداری شده و بوسیله ستونهائی که در فواصل مساوی روی محیط پوسته مستقیماً "به پوسته مخزن وصل شده اند نگهداشته میشود. برج نگهدارنده، نیروهای شعاعی و متمرکز به سمت ختمان مخزن وارد میکنند، این نیروها ممکن است بوسیله ستونهائی شیبدار یا بتنهائی یا به همراه سیستم‌های قطری موجود در برج ایجاد شوند و یک شاه تیر حلقوی یا بدبرای تحمل آنها تعبیه شود. شاه تیر حلقوی در محل تقاطع محور ختمی ستون و پوسته مخزن قرار گرفته و معمولاً "در امتداد آن و یختمی قسمت ته معلق ساخته میشود. این شاه تیر بعنوان خط مهاربالاتی برچین عمل میکند. با لکن مخزن نیز میتوانند بعنوان شاه تیر حلقوی یکا رود. با لکنها با بداند قدر عرض یا شده که قدم زدن دور مخزن بر احتیاج تمام گیر و نیز عبور از کتا رستونها با بداند آن باشد. اگر با لکن استفا ده نشود نوعی شاه تیر حلقوی با بد تعبیه شود.

سیستم نیروی وارد بر لکن یا شاه تیر حلقوی در مخزنی که روی ستونهائی عمودی قرار گرفته عبا رست از شهرهای q در پوسته حاصل از با رافقی H در امتداد مها ربا لکن در اثر نیروهای با دیا لرزشی و نیز نیروهای مقاوم حاصل از سیستم مها و (شکل ۲۰). فرمول  $VQ / I$  در تیر میدهد

$$q = \frac{H}{\pi R^2} \sin \beta \quad (۳۶)$$

$$T_1 = \frac{\gamma}{\cos \theta} \left( \frac{D}{2} - h_c \tan \theta \right) (X + h_c) \quad (۳۱)$$

در اینجا مقدار متناهی و یختمی تنش‌ها عبا رستند از:

$$T_2 = \frac{\gamma}{2 \cos \theta} \left( X + \frac{D}{6} \cot \theta \right) \quad (۳۲)$$

$$T_1 = \frac{\gamma D X}{2 \cos \theta} \quad (۳۳)$$

در اینجا زاویه راس  $\theta = T_2 = T_1 = 0$  در آس

در نا عبا اتصال مخروط به استوانه که یک شاه تیر فشاری برای تحمل کشش ته مخروط بطرف داخل لازمست تنش‌های فشاری نیز با بدما سبب شوند. نیروی فشاری C در شاه تیر عبا رست از

$$C = \frac{\gamma}{8} \left( X + \frac{D}{6} \cot \theta \right)^2 \tan \theta \quad (۳۴)$$

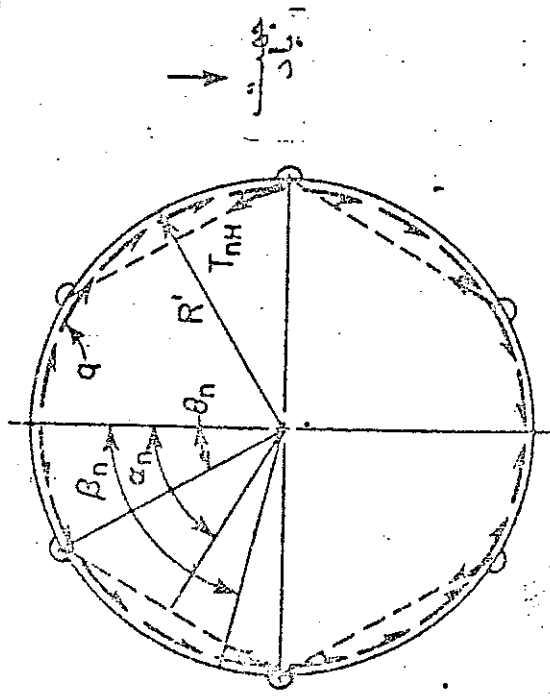
قسمت‌هایی از مخروط و پوسته با شاه تیر عمل میکنند. عرض موثر هر تکه  $0.78 \sqrt{Rt}$  ولی نه بیش از  $16t$  فرض میشود.

بنا بر این سطح موثر مقدار کوچکتر دو مفاصله زیر

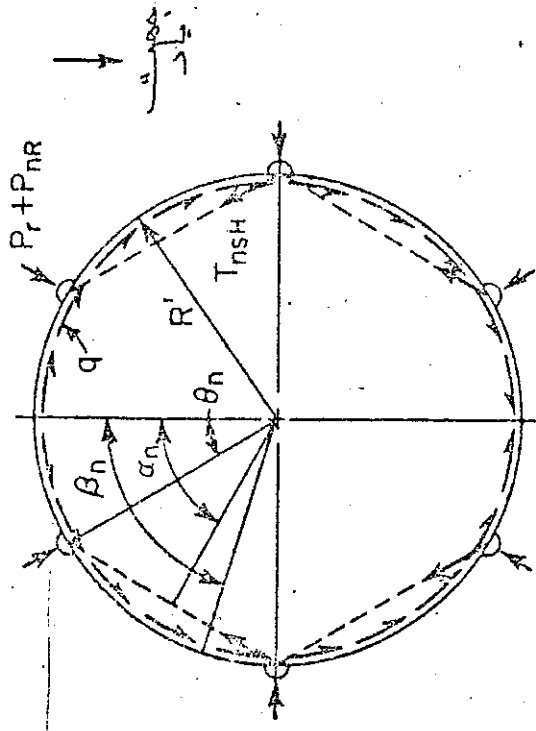
$$A = 0.78 (t_c \sqrt{R_c t_c} + t_1 \sqrt{R_1 t_1}) \quad (۳۵a)$$

$$A = 16 (t_c^2 + t_1^2) \quad (۳۵b)$$

میباشد.



شکل ۲۰ نیروها و ا ردیر شاه تیر حلقوی در یک مخزن با ستونهای عمودی



شکل ۲۱ نیروها و ا ردیر شاه تیر حلقوی در یک مخزن با ستونهای شیبدار

در اینجا  $R' =$  شعاع افقی، بره ستونها در سطح با لکن یا مهار  
 $\beta =$  زاویه بین خط اثر  $H$  و هر نقطه روی پوسته  
 نیروی مقاوم  $T_{nH}$  در یک میله مهار عیا رتست از

$$T_{nH} = \frac{2HS \sin \alpha_n}{N} \quad (۳۷)$$

در اینجا  $\alpha_n =$  زاویه بین خط اثر  $H$  و عمود بر تصویر افقی  
 میله مهار مورد نظر

$N =$  تعداد دستونها یا میله‌های موثر در هر حجر به ج  
 سیستم نیروی و ا ردیر با لکن یا شاه تیر حلقوی در مخزنی که روی  
 ستونهای شیبدار قرار گرفته عیا رتست از: برشهای  $q$   
 از معادله (۳۶)، نیروهای شعاعی حاصل از بار مرده و زنده  
 عمودی و نیز در اثر بارهای باد و لرزشی به همراه نیروها و مقاوم  
 سیستمها و (شکل ۲۱).

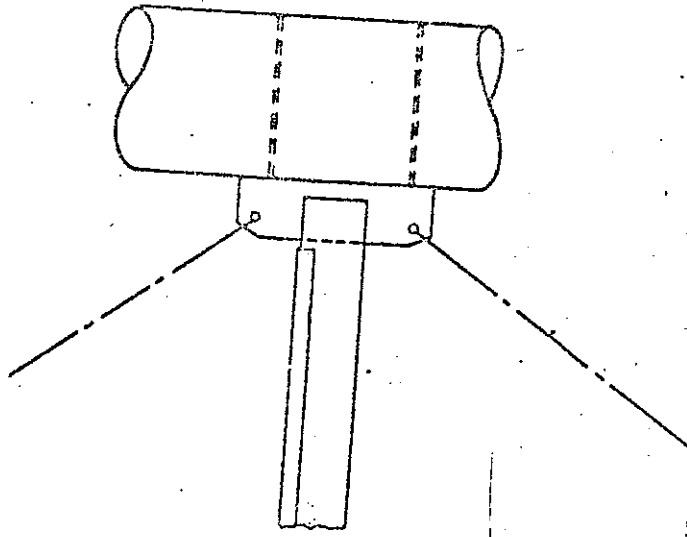
نیروهای شعاعی  $P_r$  حاصل از بارهای عمودی عیا رتست از:

$$P_r = \frac{SV}{N} \quad (۳۸)$$

در اینجا  $S =$  شیب ستون  
 $V =$  مجموع بارهای عمودی در با لکن با امتداد  
 نیروهای شعاعی  $P_{nR}$  حاصل از بارهای باد و لرزشی  
 عیا رتست از:

$$P_{nR} = \frac{2HaS \cos \theta_n}{R'N} \quad (۳۹)$$

در اینجا  $a =$  فاصله با لکن از مرکز ثقل بارهای افقی



شکل ۲۲. اتصال به ستون لوله ای

$\theta =$  زاویه خط اثر  $H$  و یک خط شعاعی از مرکز تا سبزن  $n$   
 نیروی مقاوم  $T_{nSH}$  در یک میله مها رعبا رتست از:

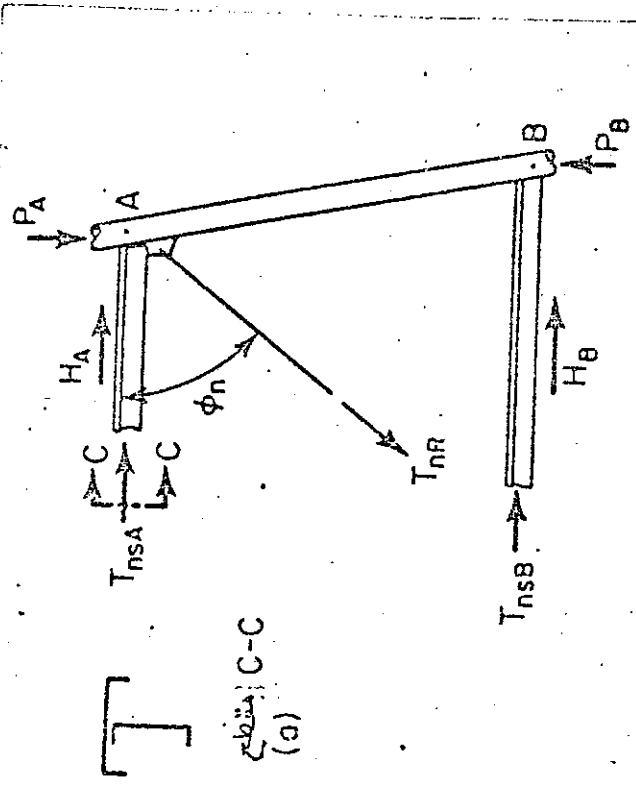
$$T_{nSH} = \frac{2H}{N} \left( 1 - \frac{aS}{R^2} \right) \sin \alpha_n \quad (۴۰)$$

۱۲- ستونهای سبزا . ستونها ممکن است فرمهای  
 ساختاری نور دیده یا مقاطع لوله ای باشند. ستونهای لوله ای  
 استفاده از طولهای مها رنده زیادتری را اجازه میدهند  
 و نگهداری آنها ساده تر است. طراحانی بزرگ نگهدارنده آروشهای  
 قرار داری پیروی میکنند. قطر مخزن و ارتفاع برج در انتخاب  
 ستونهای شیب دار عمودی موثرند. نمای سازه نیز ممکن است  
 حاصل تعیین کننده باشد. مولفه عمودی بارهای ستون یعنی  $P_n$   
 در هر جوجه عیار تست از:

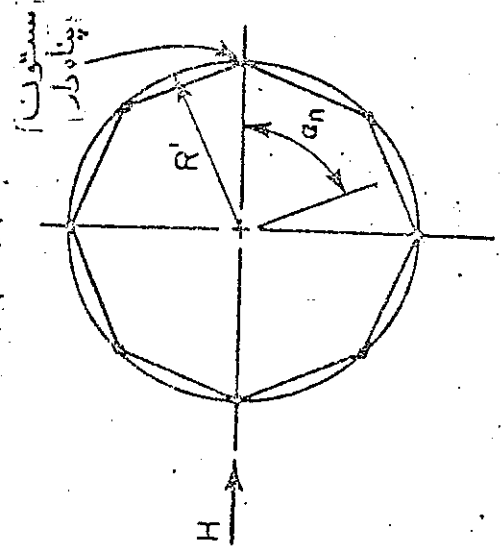
$$P_n = - \frac{V}{N} + \frac{2M}{R^2 N} \cos \theta_n \quad (۴۱)$$

در اینجا  $M =$  ممان واژگونی حاصل از نیروهای باد یا لرزشی  
 حول امتداد مها ر

ستونها را با پیدا ز نظر کنده شدن نیز بررسی کرد.  
 در ستونهای لوله ای، نقاط جوجه با پیدا نده زاویه کاسی  
 توسط دیاگرامهای عرضی، داخلی محکم شوند تا از کمابش موضعی  
 در اثر بارهای سطحی یا پوسته ای جلوگیری شود. این الگزام  
 مخصوصاً " در مورد عضوهای که عمود بر محور ستونها عمل میکنند  
 احساس میشود. وقتی که اتصالات قاتی بطلب یکا ر میشود  
 دیاگرامهای عرضی داخلی یا معادل آنها با پیدا ستون، هم  
 در بال کشی و هم فشاری اعفاء و اصل یکا ورود (شکل ۲۲).



شکل (a) مقطع C-C



شکل ۲۳

چون اتصال ستون به مخزن یک آنالیز دقیق میخواد هم  
طراحی‌ها برپا به بررسی منطقی، تجربه و آزمایشات قرار گرفته اند  
(بحث ۱۷ را ببینید).

تسمه‌های برج، با تسمه‌های میا ریمتی  $T_{nR}$  در حجره  
یک برج یا ستونهای عمودی عیار تست از:

$$T_{nR} = \frac{2H \sin \alpha_n}{N \cos \phi_n} \quad (42)$$

در مورد برجهای دارای ستونهای شیبدار تنش‌ها عیار تست از  
(شکل ۲۳):

$$T_{nR} = \frac{(P_B - P_A) \sin \alpha_n}{2 \sin \phi_n \sin(180/N)} \quad (43)$$

در اینجا  
 $P_A$  = با ستون پناه‌دها در امتدادها  
 $P_B$  = با ستون پناه‌دها در امتدادها  
 $\phi_n$  = زاویه تسمه‌ها را افق

تسمه‌های برج از مفتولهای فولادی گرد و هم‌مربعی ساخته میشوند.  
 آنها با دیدن دگی قابل جوش با شند. تسمه‌ها در انتهاها پشان  
 دارای دو ورقه اتصال انبری و سوراخ برای وصل، به صفحات  
 انما جوش شده به ستونها میباشند. کما نگیرها تسمه‌ها را تنظیم  
 و برج را ترازمیکنند. کما نگیر تسمه‌های مخازن بزرگ ممکن  
 است از حد درازندازه‌های عملی تجاوز کنند و میزان کردن آنها  
 با روش‌های دستی مشکل باشد. در چنین مواردی ممکن است تسمه  
 مستقیماً "بصفحات" اتصال جوش داده شود و میزان کردن بوسیله  
 گرم کردن و کاهش طول در موقع جمع شدن تسمه‌ها انجام شود.

عموماً " با رد نظر گرفته شده هنگام مطرح کردن در تمام عملیات ساکن می‌کنند، ساکن نشستن های نسبی کوچک را می‌توانند تحمل کنند و ترازا یا حامل‌بندی مجدد گران است، اما فلاته است که یک محل را قبلاً پذیرش بررسی کرد.

در مخازن مرتفع بی‌طوری ساخته می‌شوند که با رستون از ماکزیمم با لایه و یا لایه شمع بگذرد تا یک فشار خاک یکسان در زیر حاصل شود. شمع زیرستون با حداکثر 6in زیر بیشترین شیب نفوذی یخچان فرورود. هنگامیکه شمعها روی تخته سنگ بنا شوند می‌توان از این ملاحظات صرف نظر کرد. وزن کلی شمع (که شامل بتن و خاک روی یا به می‌شود) باید مساوی یا بزرگتر از کندگی ( Uplift ) محاسبه شده در هر صفحه زیرستونی باشد. حداکثر کندگی در اثر بار وقتی اتفاق می‌افتد که مخزن خالی است در حالیکه کندگی در اثر نیروهای لرزشی وقتی اتفاق می‌افتد که مخزن پر است. شکل ۲۴ یک شمع ویبی نمونه را نشان می‌دهد. برای دوام، مقاومت 28 روز بتن باید حداکثر 3,000 psi باشد. طرح باید با بتن نامناسب است. تمام بتن باید با شمع بخواهد.

بسته به نیازهای اولیه کشی و لوله‌های لوله‌ای مرکزی، شکل شمع مرکزی در یک مخزن مرتفع فرق می‌کند. شمع باید طوری طراحی شود که با فلز و آب را تحمل کند و طوری متناسب شود که دارای فشار یکسان تحت بار باشد. از نظر اقتصادی بهتر است اطاقهای شیرهای بزرگ و حوضچه‌های کنترل بتوانند واحدهای مجزا و به متحمل به شمع مرکزی طراحی شوند. اگر امکان پذیر باشد اطاقهای شیرها باید با طرح از محوطه بی مخزن قرار داده شوند.

کما نگیرها یا دید برای دسترسی راحت هنگام میزان کردن، در انتهای یا شیبی هر جبهه در دست بالای امتداد آنها قرار داده شوند.

میله‌های برج، یا میله یعنی  $T_{ns}$  مواج افقی

$$T_{ns} = \frac{2H \sin \alpha_n}{N} \quad (۲۴)$$

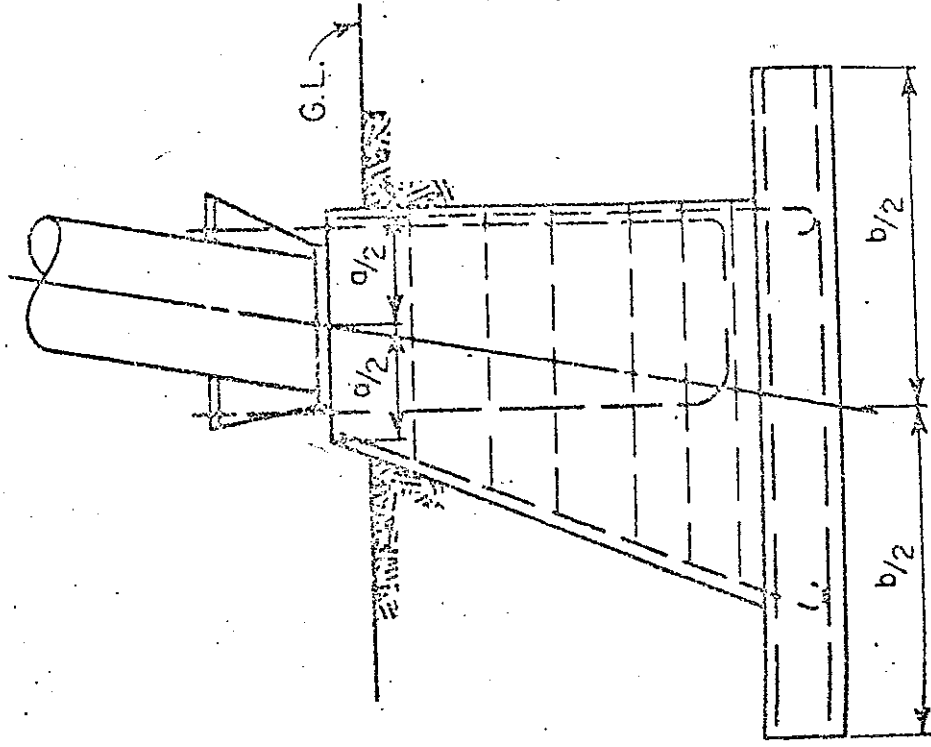
میله‌ها ممکن است فرمهای ساختاری نوردیده یا مقاطع مرکب باشند. شکل ۲۴a یک نوع متداول را نشان می‌دهد. میله‌ها بیشتر برای تحمل بارهای عمودی مورداستفاده قرار می‌گیرند، در چنین مواردی آنها باید برای ترکیب فشار و خمش طراحی شوند. وقتی که فشار کم است حداکثر  $l/r = 175$  مجاز است. میله‌ها ممکن است بصورت لولایی یا صلب باشند. مقاطع اتصال وصل شوند. هنگام سبب  $l/r$  هیبتی امتیازی نباید برای وضعیت آنها یا بت منظور شود. بعضی مواقع اندازه میله‌ها را از شرایط بارگذاری هنگام نصب تعیین می‌کنند که در این صورت ممکن است بیش از اندازه منظور شوند.

۱۲- بیسی‌ها. هر محل مورد نظر برای مخزن باید پیش از طراحی و شروع ساختمان بوسیله یک مهندس خاک صلاحیت دار بررسی شود تا سبب بودن آن تعیین شود. چنین بررسی‌هایی از تاخیرهای بهره‌رسانه پیشگیری و درانتخاب بی سبب کمک می‌کنند. بررسی مزبور باید مقاومت خاک، اندازه نشست کلی احتمالی و نحوه و اندازه نشست های نسبی را تعیین کند. باید بدانند که مخازن آب یکبارچه انداخته منقطع و اینکه آنها

ملحقیات

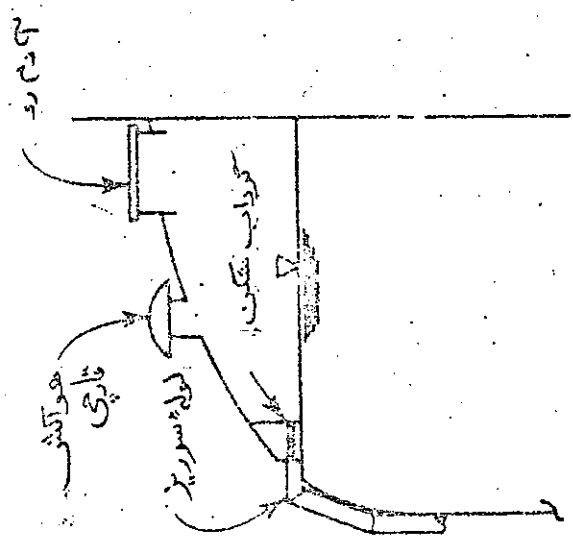
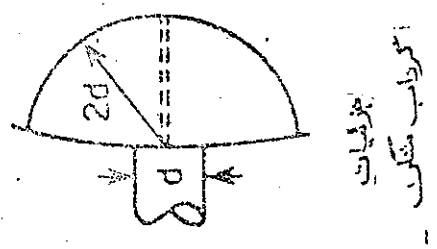
برای هر مخزن آب سرریزها کمی باید تعبیه شود. اندازه آنها با بدطوری باشد که حداکثر میزان پمپ شدن آب در سیستم را تحمل کنند. سرریزهای سیفونی از نظر ساخت ساده تر است. سرریزهای داخلی از نوع بنددر معرض آسیب بیخ قرار داده اند. مخزن باید یک نردبان خارجی امتداد یافته تا با مدام شده باشد. نردبانهای داخلی در معرض آسیب بیخ قرار داده و باید از کار برد آنها پرهیز شود. برای دخول به مخزن و انجام ترمیمیها همین رنگ زدن و رسیدگی به سازه یک راهرو یا بدروی با تعبیه شود (شکل ۲۵). راهروهای زیاده تری باید در پوسته منبعها و سرچها در یک فاصله کافی از کف کار گذاشته شود تا درزگیری آنها فذ پوسته ممکن شود (شکل ۲۶). هواکش های کافی باید برای جلوگیری از ازدیاد فشار داخل یا خلاء نصب شود. برای جریان داشتن هوا، سطح مقطع آن از دمای کش با بدیا سطح لوله خروجی برابر باشد. این امر اجازت خواهد داد که قبل از اینکه خلاء روی مخزن به  $1/2im$  فشار آب برسد حداکثر سرعت خروج آب به 40 فوت بر ثانیه برسد. پوشش سر هواکش های مخزن آنها بدکمتر از ششگانه نمره 4 یا شش برابر پوشش ظرفیت ریوسیله شینم و بیخ میشود و هواکش را بی شش میکند. هواکش های مسدود ممکن است باعث ریزش با مخزن حین تخلیه شوند و نیز میتوانند باعث افزایش فشار داخل شوند که ممکن است مخزن را باره کند.

عمق سنج های نوع شنا و فقط در هوای گرم قابل استفاده میباشد. اگر دستگاه سنجش لازم باشد با انواع شنا رسنج های جبهه ای و وسیله سنجش نوع تیوب بوردون (bourdon) یا شد و در قسمتها ی گرم شده نصب شود.

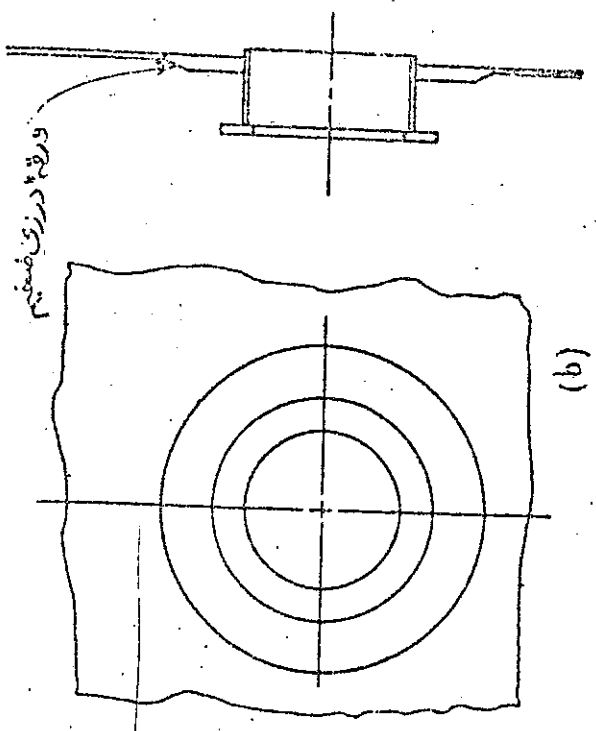
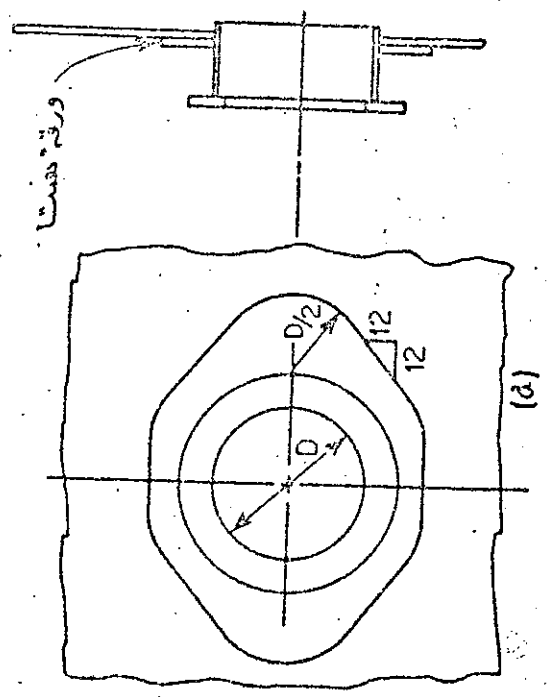


شکل ۲۴ پی عمیق در زیرستون مخزن





شکل ۲۵ ملحقیات بام

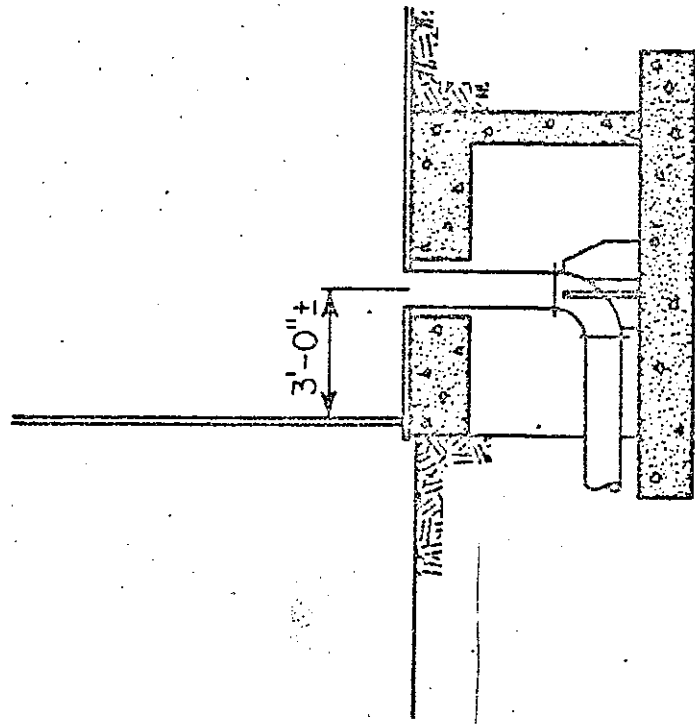


شکل ۲۶ راهروها

بخش‌های‌ها . در مناطقی که حدیثی دمای متوسط  
 یک روز ممکن است  $+5^{\circ}F$  باشد یا بدیه حفاظت در مقابل  
 یخ‌زدگی اهمیت داده شود. اگر آب بطور تمام وقت بدها خل  
 خارج از مخزن جریان نداشته باشد یا برای گرم کردن در  
 نظر گرفته شود. بهترین روش استفاده از مبدل حرارتی است که  
 آب سرد را از زیر پالایو میکشد و آب گرم بدها خل مخزن می‌فرستد.  
 چنین بخاریهایی بیشتر در مخازن آب نشان می‌دهند. تناسبا  
 زمانی که لوله کشی متصل به منبع‌ها و پرچها در مقابل سرمایی  
 زیاد محاطت شوند یا بین بخاریها احتیاجی نیست. لوله کشی در  
 منبع‌ها و پرچها باید جدا متصل 3ft از اطراف لوله زیر قسمت  
 ته مخزن و از در مخزن شود (شکل ۲۷). یک نقشه زهم‌دها های متوسط  
 پائین یگانه روز در آمریکا در شکل ۲۸ نشان داده شده .  
 در مناطقی سردسیری در اوج سرما ممکن است بهتر باشد  
 در فواصل کامل کاشی مصرف ، آب را خارج کرده و مخزن را دوباره  
 از آب گرم تر مناسبت پر کرد. اگر منبع آب یک دریا چیا جوی  
 باشد ممکن است برای جلوگیری از یخ‌زدن لوله کشی ورودی و  
 خروجی، گرم کردن آب لازم باشد .

=====  
 سیلوها  
 =====

مخازن فولادی ذخیره برای مواد دانه‌ای را میتوان بصورت  
 (۱) سیلوهای نوع ساخنمانی متشکل از عضوهای ساخنمانی  
 و ورقه‌های صاف و (۲) سیلوهای نازک فولادی از نوع غشایی  
 شبیه مخازن ذخیره آب تقسیم کرد. فقط سیلوی نوع غشایی  
 در اینجا تشریح میشود .



شکل ۲۷. اطراف ک شیر

طراحی قسمت ته برای جلوگیری از پدید آمدن چسبیدن و توقف ریزش در کتسها تشریح شده است \* 2-5,7,8

۱۴. خیزش روها . عوامل موثر در رفتار مواد دانه‌ای عبارتند از: حرارت ، رطوبت ، زاویه ریزش ، ضریب اصطکاک بین دیوار سیلو و ماده ذخیره ، عمق ماده ذخیره ، مدت ذخیره و محل دانه تخلیه. از نظر آنالیز سیلوها بدو دسته عمیق و کم عمق تقسیم شده اند. یک سیلوی عمیق سیلوئی است که در آن صفحه پارگی ( Plane of rupture ) دیوار سیلو

را قطع می‌کنند. سطح ماده ذخیره را (شکل ۲۹) . برای تعیین فشار دانه‌ها و فشار روی دیوار سیلوها عمیق اغلب از فرمول جنسن ( Janssen ) استفاده می‌شود .

$$P = \frac{WR}{f} (1 - e^{-Kfh/R}) \quad (۲۵)$$

$$V = \frac{WR}{Kf} (1 - e^{-Kfh/R}) \quad (۲۶)$$

در اینجا  $P$  = فشار افقی در عمق  $h$  از بالا ،  $Psf$

$V$  = فشار عمودی در عمق  $h$  از بالا ،  $psf$

$W$  = وزن ماده ذخیره ،  $Psf$

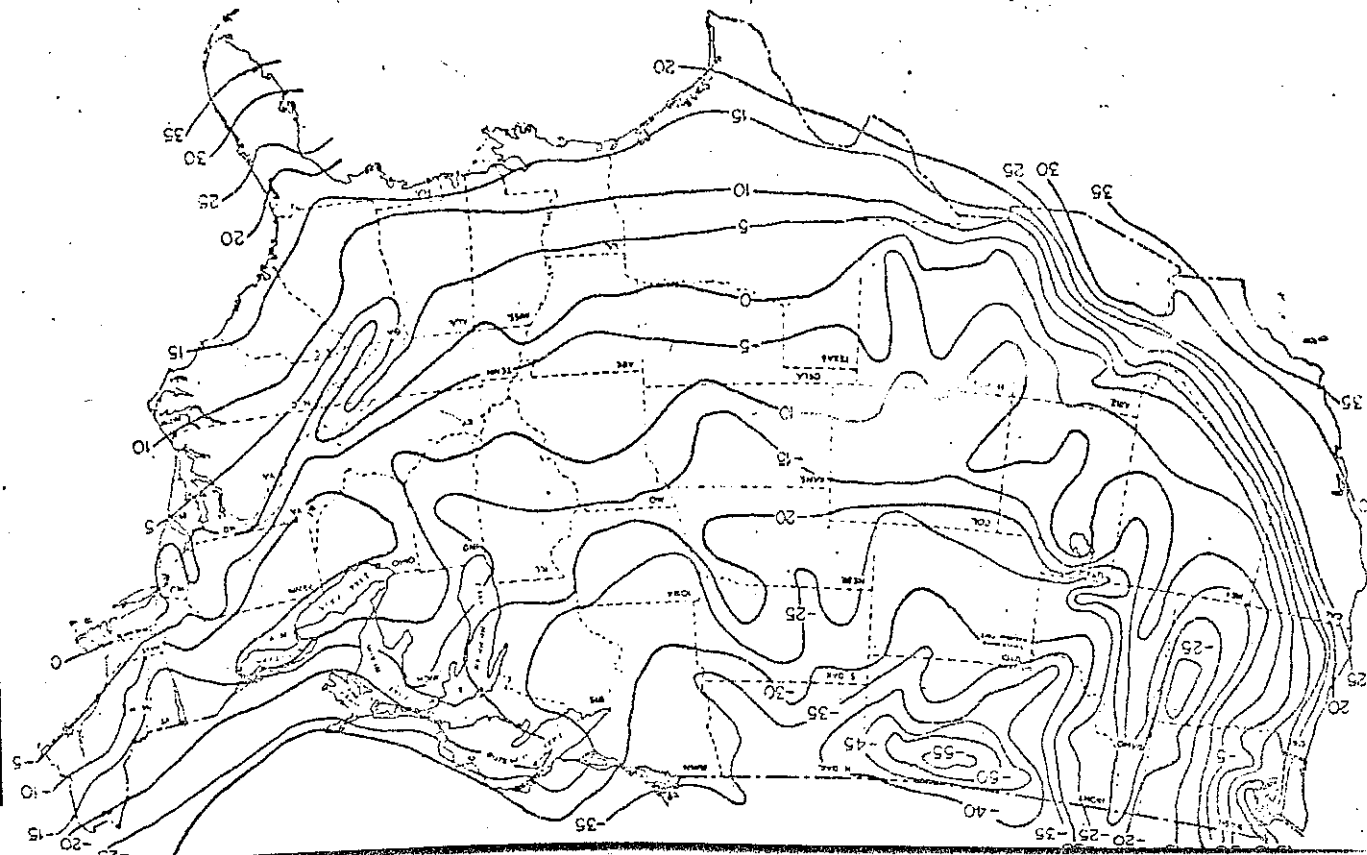
$R$  = شعاع هیدرولیکی =  $A/P$

$A$  = سطح مقطع افقی ،  $ft^2$

$p$  = محیط مقطع ،  $ft$

$e$  = مبنای لگاریتم طبیعی

$f$  = ضریب اصطکاک ماده ذخیره روی دیوار سیلو



$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = K$$

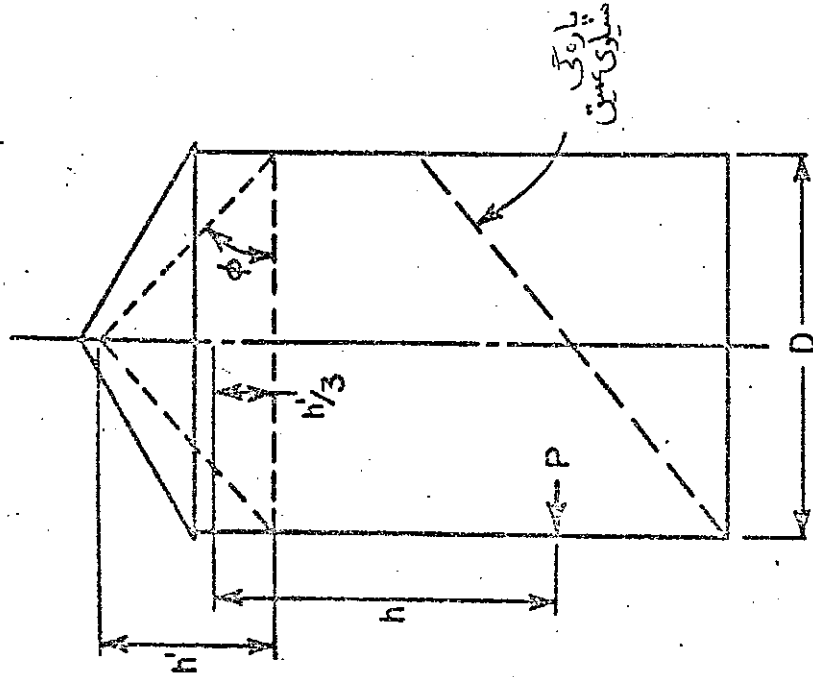
$$\phi = \text{زاویه ریزش ماده ذخیره}$$

$$ft = \text{قطر سیلو} = D$$

جدول ۲ مقادیر ثبت شده خواص متوسط بعضی مواد دانه‌ای معمول را نشان می‌دهد. توصیه می‌شود که خواص واقعی هر ماده به خصوص که اطلاعات لازم برای آن در دسترس نیست، بوسیله تست‌های آزمایشگاهی تعیین شود.

جدول ۲. خواص بعضی مواد معمولی

f	K	φ، درجه	وزن، P <sub>CF</sub>	ماده
0.38	0.38	27	39	جو.....
0.37	0.31	32	46	لوبیا.....
0.38	0.38	27	44	ذرت.....
0.34	0.42	24	41	بزرک.....
0.41	0.36	28	28	جوجراشی.....
0.26	0.40	25	50	نخود.....
0.70	0.27	35	85	سنگ معدن بوکسیت ..
0.55	0.22	39	84-92	سیمان.....
0.70	0.22	39	40-45	خاکه ذغال.....
0.40	0.38	27	52-56	ذغال سنگ، آنتراسیت
0.70	0.17	45	45-55	ذغال سنگ، قیری...
0.58	0.22-0.33	30-39	120	شن، ساحلی
0.55	0.31	32	90-110	ماسه، سرند شده
0.80	0.22-0.31	32-39	100-110	سنگ، خرد شده



شکل ۲۹

۱۵- سلبوها یدوار. کشش حلقوی و فشا رعمودی را میتوان از

$$T_1 = \frac{WD^2}{96 f} (1 - e^{-4Kfh/D}) \quad (۴۷)$$

$$T_2 = \frac{-WDh}{48} + \frac{T_1}{2K} \quad (۴۸)$$

درا اینجا  $T_1 =$  نیروی حلقوی  $T_2 =$  نیروی نصف انها ری.

$Ib/in.$   $Ib/in.$

در سلبوها ی فولادی و ا رنا زک  $T_2$  تعیین کننده است بدین معنی که پوسته در اثر کشش نشا اصل ز فشا رعمودی خراب میشود تا ترکیدن در اثر کشش حلقوی. تنش فشا ری عمودی مجا زیوسلبه معا دله (۴۶) تعیین میشود. در مورد محصولات دا نه ا یبا خواص شناخته شده و قابل اعتمادا دینک افزایش 50 درصدعا فلانه بنظر میرسد.

قسمت ته بصورت آویزان. ته آویزان بطوری طرا حی میشود که کل وزن ماده ذخیره را تحمل کند. با توجه به شکل ۳۰ را ریم.

$$T_2 = \frac{R_1}{2} \left( q + \frac{W}{\pi R_1^2 \cos^2 \theta} \right) \quad (۴۹)$$

درا اینجا  $R_1 =$  شعا در مقطع  $in.$ ,  $A = A$  فشا در مقطع  $T_2$  با قائم  $\theta =$  زاویه

$W =$  وزن ماده ذخیره با شین مقطع  $A-A$   $Ib,$

$q =$  فشا در مقطع  $A - A$   $Psi$

برای ته ها ی مخروطی (شکل ۱۹) معا دله (۴۹) بصورت زیر در میاید.

$$T_2 = \frac{W}{24 \cos \theta} \left( \frac{D}{2} - h_c \tan \theta \right) \left( X + \frac{2}{3} h_c + \frac{D}{6} \cot \theta \right) \quad (۵۰)$$

درا اینجا  $h_c =$  عمق مخروط تا نقطه مور دنظر  $f_t$

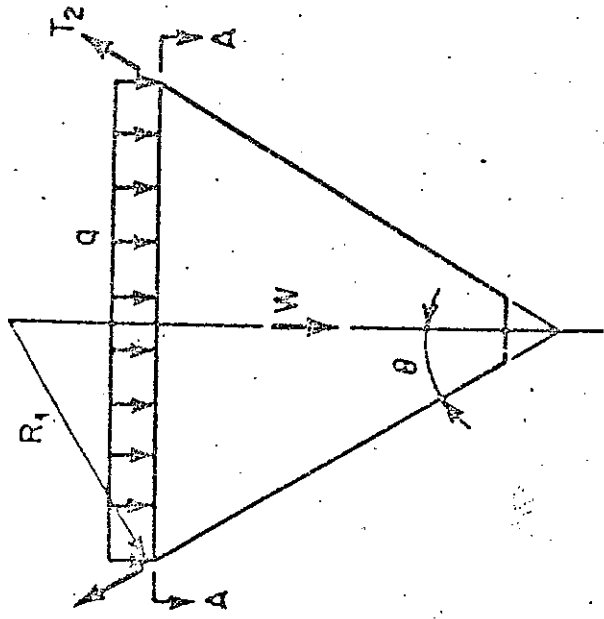
$X =$  عمق ماده ذخیره با ای تقاطع مخروط - استوانه  $f_t$

$W =$  وزن ماده ذخیره  $Pcf$

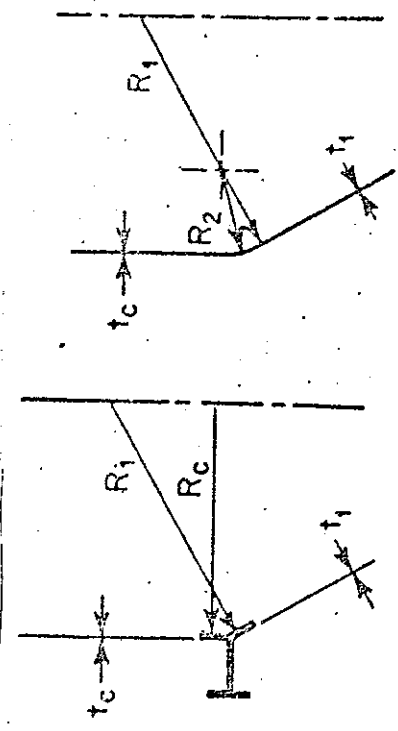
نیروی حلقوی  $T_1$  عبا رتست از

$$(۵۱)$$

درا اینجا  $T_1 = q_n R_1$  فشا رعمودی بر دیوار  $psi$   $q_n = q (K \cos^2 \theta + \sin^2 \theta)$



شکل ۳۰ نیروها و ای ر دبر ته معلق



(a) (b)

شکل ۳۱ انتقال از استوانه ته به مخروط

تنش  $T_1$  برای یک انتقال بندانگشتی در معادله (۵۲) آمده است. این تنش با بدرد و نقطه محاسبه شود؛ بقا ملسمه

$$0.78 \sqrt{R_c T_c}$$

از اتصال بندانگشتی با پوسته و بقا ملسمه

$$0.78 \sqrt{R_1 t_1}$$

از اتصال آن با مخروط. مقادیر مجسمه

بوسیله معادله (۲۶) بیان شده اند.

جزئیات تکبسه گاه سیلوس. سیلوسها مطابق شکل a، b، c ممکن است روی زمین، ستونها یا دیوار گرد قرار گیرند. انتخاب آنها می ممکن است به هزینه نسبی، خدمات مورد نیاز، زیبایی و سلیقه مشتری بستگی داشته باشد. در مورد سایرهای نسبتاً کوتاه، تکیه گاه دیواری ممکن است اقتصادی ترین باشد و یک مزیت اضافی از نظر فراق هم نمودن جای برای وسایل نیز در بر سر داشته باشد. در مورد سایرهای بلند و مرتفع یک برج مناسبتر است.

طرز کار (پروخالی کردن) احتیاج به آنالیز دقیق دارد. روش برگردن با بدطوری باشد که دورتا دور سطح ماده نه ای در یک ارتفاع یکنواخت باشد. همین دستور در مورد خالی کردن نیز صدق میکند. با رگذاری خیلی نامتوازن منجر به پوسته های خراب و کمانی میشود.

در نگهداری سیلوسهای نوع غشائی که تخلیه جانبی دارند اشکالاتی بوجود آمده است. با رگذاری نامتوازن روی سیلوس بهمرافه فشا و فزاینده روی پوسته درنا حیه درنا تخلیه با عمق کمتر در پوسته درست بالایی دهانه شده است. تخلیه جانبی همچنین باعث کاهش فشا شعاعی و در نتیجه پهن شدن پوسته درنا حیه درنا میشود. این آشفتگی در تمام ارتفاع ماده ذخیره داده میشود. مساحتی که تحت ناء شیر قرار میگیرد تمام ارتفاع

در مورد یک ته دوا نخائی نیروی  $T_2$  بوسیله معادله و نیروی  $T_1$  یکمک معادله زیر

$$T_1 = q_n R_1 - T_2 \frac{R_1}{R_2} \quad (۵۲)$$

تعیین میشود که  $R_2$  در شکل ۳۱b تعریف شده است.

انتقال فشاوی. انتقال از ستوانه به مخروط میتواند ناگهانی (شکل a ۳۱) یا با یک بندانگشتی مطابق شکل b ۳۱ انجام شود. اگر از تغییر ناگهانی استفاده شود یک حلقه فشا با پیدایشته شود تا کشش افقی اجزایب مخروط را تحمل کند. حلقه های فولادی یا بدبرای یک تنش مجاز  $\Psi = 10,000$  طراحی شوند. مقدار مجاز نسبتاً "پائین انتخاب شده تا انحراف و در نتیجه تنش خمشی ثانویه را به حداقل برساند. حلقه فشاوی نیز باید از نظر کماتش بررسی شود. برای کماتش یک حلقه تحت اثر فشا و یکنواخت فرمول لوی (Lévy)

$$I = \frac{T_H R_R^3}{E} \quad (۵۳)$$

با یک ضریب اطمینان ۳ یکا ر می رود در اینجا،

$$T_H = \text{مولفه افقی } T_2 \text{ lb/in.}$$

$$R_R = \text{شعاع مرکز هندسی حلقه، in.}$$

$$E = \text{ضریب یانگ، Psi}$$

$$I = \text{ممان اینرسی حداقل، in.}^4$$

سطح مؤثر پوسته که با حلقه فشاوی کامیکند در معادله (۳۵) آمده است.

مخزن و 30° از هر طرف دهانه است. این وضعیت را میتوان با تقویت پوسته در جهت عمودی و محیطی روی یک قوس 90° مطابق شکل ۳۳ علاج کرد. تخلیه مواد از طریق مايع سا زي آنها در صورتیکه سیستم های تخلیه خیلی بد اخل پوسته نزدیک شوند میتواند اثرات مشابهی ایجاد کند.

۱۶- سیلوهای کم عمق. برای طراحی پوسته سیلوهای کم عمق، کشش حلقوی تعیین کننده است. دوفرمول متفاوت استفاده شده است،

$$T_1 = \frac{whD}{24} \left( \frac{1}{\sqrt{\phi(\phi+f)} + \sqrt{1+\phi^2}} \right)^2 \quad (54)$$

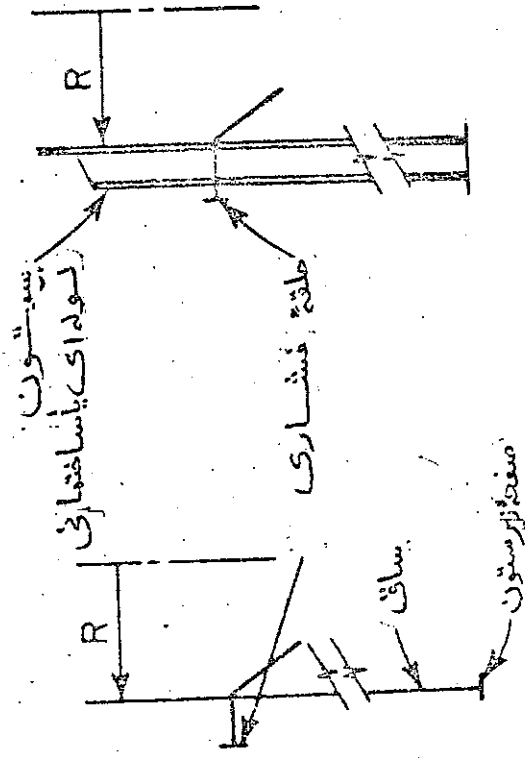
$$T_1 = \frac{KwhD \cdot f}{24} \quad (55)$$

این دو معادله در محدوده وسیعی از مقادیر نسبتاً بزرگ مشابهی میدهند.

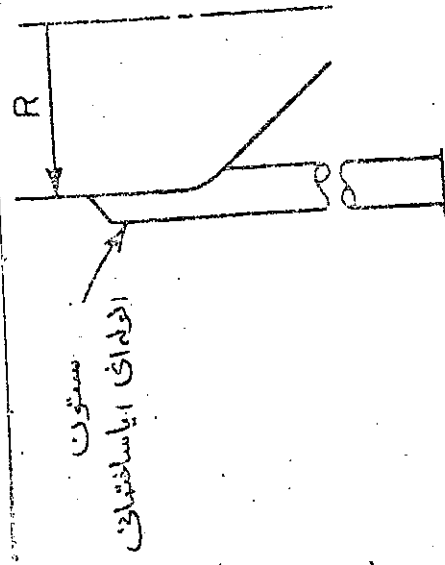
۱۷- مثال. سیلوی خرده سنگ (شکل ۳۴).

- $w = 100 \text{ pcf}$        $D = 25 \text{ ft}$
- $\phi = 37^\circ$        $R_c = \frac{D}{2} = 150 \text{ in.}$
- $K = 0.25$        $h = 40 \text{ ft}$
- $f = 0.8^*$        $\theta = 35^\circ$

\* چون  $f > \tan \phi$ ، ممکن است ما در وی خودش بلغزد. لذا بد طراحی میل داشته باشد این وضعیت را بررسی کند.

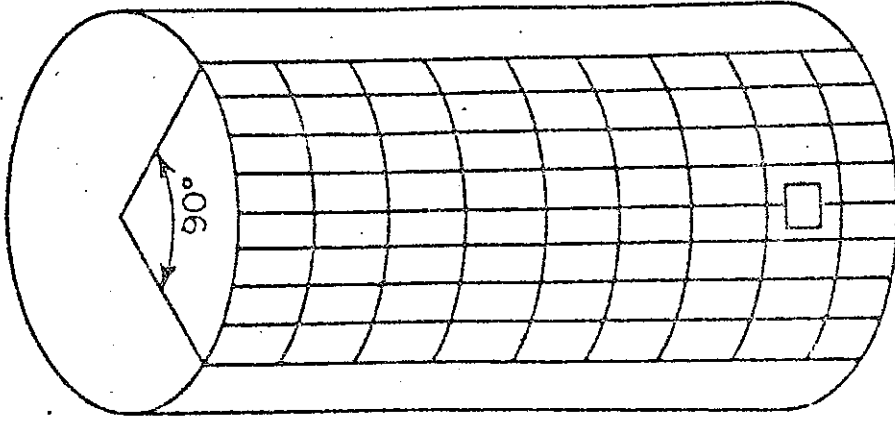


(a) (b)

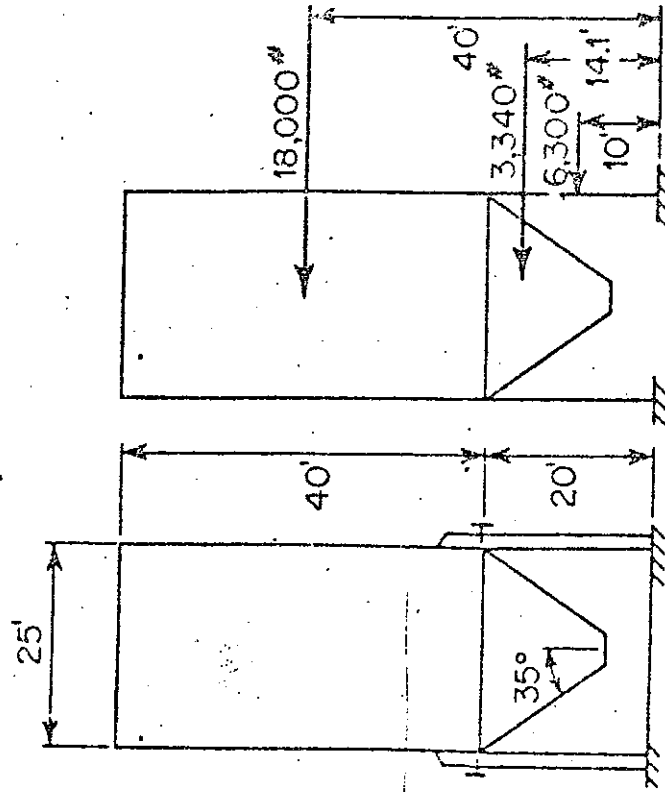


(c)

شکل ۳۲. تکیه گاه های سیلو



شکل ۳۳ تقویت دیوار در قسمت دهانه تخلیه



(b)

(a)

شکل ۳۴ مثال



مخروط

$$q = 100 \times 40/144 = 27.8 \text{ Psi}$$

$$q_n = 27.8 ( 0.25 \times 0.818^2 + 0.573^2 ) = 13.77 \text{ Psi}$$

با استفاده از معادله (۴۹) ،

$$W = 2,920 \times 100 = 292,000 \text{ lb}$$

$$R_1 = \frac{150}{\cos 35^\circ} = 183 \text{ in.}$$

$$T_2 = \frac{R_1}{2} (27.8 + \frac{292,000}{\pi R_1^2 \cos^2 \theta}) = 2,920 \text{ lb/in. (تخمین کنند ما ست.)}$$

$$T_1 = 13.77 \times 183 = 2,520 \text{ lb/in. (۵۱) ،}$$

برای راندها با اتصال ۸۵ درصد (جدول ۱) با استفاده از معادله (۴) ،  
 $f = 18,000 \text{ Psi}$

$$t = \frac{2920}{18,000 \times 0.85} = 0.191 \text{ in. (۱/۴ in. حداقل)}$$

حلقه فشاری

$$T_H = 2,920 \sin 35^\circ = 1,675 \text{ lb/in.}$$

$$F_H = T_H R_c = 1,675 \times 150 = 251,500 \text{ lb}$$

تنش مجاز = 10,000 Psi (بحث ۱۵)

$$A_{\text{لازم}} = \frac{251,500}{10,000} = 25.2 \text{ in.}^2$$

با استفاده از معادله (۳۵a) ،

پوسته از معادله (۴۷) ،

$$T_1 = \frac{100 \times 25^2}{96 \times 0.8} (1 - e^{-4 \times 0.25 \times 0.80 \text{ h/D}})$$

$$= 813 (1 - e^{-0.80 \text{ h/D}})$$

$$\frac{h}{D} = \frac{40}{25} = 1.6 \quad T_1 = 587 \text{ lb/in.}$$

با استفاده از معادله (۲۶) ،

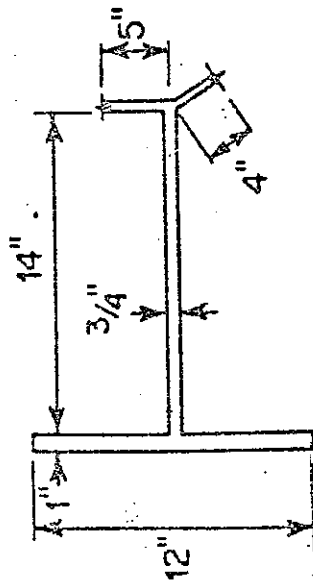
$$\sigma_1 = \frac{587}{t} = 1,880 \text{ Psi}$$

$$\frac{t}{R_c} = \frac{0.3125}{150} = 0.00208$$

$$\sigma_c = -3,870 \times 1.5 = -5,800 \text{ Psi (افزایش 50\% مجاز)}$$

متناسب  $\sigma_2 > \sigma_1$   $t = 0.3125$

h	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	t	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>مجاز</sub>
40	587	-1,713	0.31	1,880	-5,500	-5,800
32	520	-1,342	0.27	1,925	-4,980	-5,080
24	436	-977	0.25 (حداقل)	1,742	-3,910	-4,720
16	...	.....	0.25 (حداقل)			
8	...	.....	0.25 (حداقل)			



شکل ۳۵

موتور  $A_s = 0.78(0.3125\sqrt{0.3125 \times 150} + 0.25\sqrt{0.25 \times 183}) = 2.99 \text{ in}^2$

از: جان  $14 \times 0.75 = 10.5$

پال  $12 \times 1.0 = \frac{12 \times 0.2}{22.5 \text{ in}^2}$  (شکل ۳۵)

ممان اینرسی لازم از معادله (۵۳) عیار دست از

$$I = \frac{T_H R^3}{E} = \frac{1675 \times 160.1^3}{29,000,000} = 237 \text{ in}^4$$

$I = 791 \text{ in}^4$  (تاء مین شده) مناسب

تکیه گاه بروج ویوست

کل بار موصول  $= 2,260,000 \text{ lb}$

فلز  $= 50,000 \text{ lb}$  (تقریباً " )

بار  $= 30 \text{ psf}$  (ضریب شکلی x )

با توجه به شکل ۳۴b

ممان بار  $\times$  ضریب شکلی

$25 \times 40 \times 30 \times 0.60 = 18,000 \times 40 = 720,000$

$25 \times 17.8 \times 0.5 \times 30 \times 0.5 = 3,340 \times 14.1 = 47,100$

$6 \times 20 \times 1.167 \times 30 \times 1.5 = 6,300 \times 10 = 63,000$   
 $\frac{63,000}{27640 \text{ lb}} = 830,100 \text{ lb-ft}$

شش ستون برای سلودر نظر بگیرید :  
 $R' = 12.5 \text{ ft}$  ,  $N = 6$   
 از معادله (۴۱) ،  
 مخزن خالی + باد :

$$P_{WE} = - \frac{50,000}{6} + \frac{2 \times 830,100}{6 \times 12.5} = 13,900 \text{ lb} \uparrow \quad (\text{کننگی})$$

مخزن پر باد

$$P_{WF} = - \frac{2,260,000}{6} - \frac{2 \times 830,100}{6 \times 12.5} = - 398,200 \text{ lb} \downarrow$$

مخزن پر بدون باد :

$$P_F = - \frac{2,260,000}{6} = - 376,000 \text{ lb} \downarrow$$

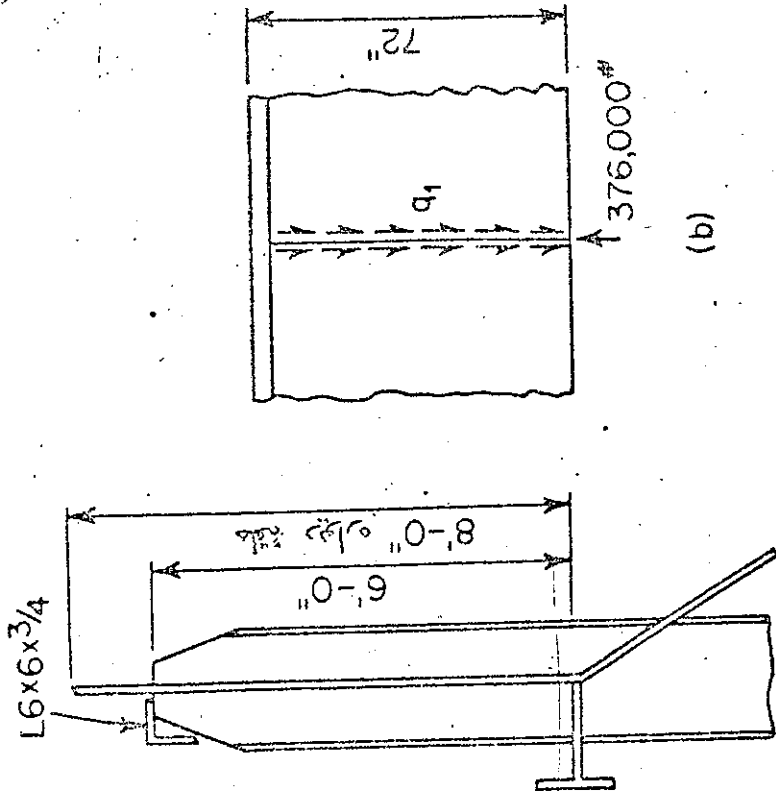
(یک افزایش ۲۵٪ در تنش مجاز بخاطر باد نشان میدهد که حالت بدون باد تعیین کننده است).

اتصال ستون \* (شکل ۳۶).

با توجه به شکل ۳۶ b ،

$$q_1 = \frac{376000}{2 \times 72} = 2,610 \text{ lb/in.}$$

\* چنانکه در بحث ۱۲ ذکر شد آنا لیزا این اتصال مشکل است و تا حد زیادی دی برپا به روابط تجربی و آزمایش طراحی میشود. در اینجا راه حل محافظه کارانه است. جانشین برای شاه تیرزیاد است مثل ورقه های لایه . بهترین است این طرحهای جامع تر را برای طراحان با تجربه مخازن بگذاریم.



(a)

(b)

شکل ۳۶

$$\frac{KL}{r_x} = 1 \times \frac{240}{6.15} = 39$$

AWWA با استفاده از

$$\text{برای } \frac{L}{r} < 60 \rightarrow F_A = 15,000 \text{ psi}$$

$$f_a = \frac{376,000}{25.56} = 14750 < 15000$$

مناسب

تخمینها  
[معا دله (۴۲)]

$$\cos \phi = \frac{25}{\sqrt{20^2 + 25^2}} = 0.78$$

$$T_{nR} = \frac{2 \times 27640}{6 \times 0.78} = 11800 \text{ lb } (\alpha = 90^\circ)$$

با ۲۵٪ افزایش تنش مجاز برای باد

$$A = \frac{11800}{15000 \times 1.25} = 0.63 \text{ in}^2$$

از تسمه با ا ضخامت  $A = 0.79 \text{ in}^2$  ، ۱-in.

وزن ۴,۰۰۰ psf (شکل ۳۷). فرض کنید فشار مجاز خاک

تخمینی برای ۸۰,۰۰۰ lb باشد.

$$\frac{376000 + 80,000}{4000} = 114 \text{ ft}^2$$

یک پایه  $11 \times 11 \text{ ft} = 121 \text{ ft}^2$  بکار ببرید.

AISC 1.10.5.2 با استفاده از

$$a = 25 \times \frac{12\pi}{6} = 157 \text{ in. } h = 72 \text{ in. } \frac{a}{h} = 2.18$$

با استفاده از  $t = 7/16 \text{ in.}$

$$h/t = 72 / 0.4375 = v = 6,600 \text{ psi}$$

مجاز

$$v = \frac{2610}{0.4375} = 5,970 < 6600 \text{ psi}$$

مناسب

بنابراین برای تکه اول ( 8 ft ) ، از ورقه  $7/16$

استفاده کنید.

تنش های شاخه تیر: با توجه به معادله (۸)

$$M = - \frac{WR}{N} \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{2} \cot \frac{\alpha}{2} \right) \rightarrow \alpha = \frac{2\pi}{N}$$

$$N = 6 \quad \alpha = \frac{2\pi}{6} = 1.047 \quad M = 418,000 \text{ lb-ft}$$

شاخه تیر تشکیل میشود از: بال بالایی، نبشی  $3/4 \times 6 \times 6$

بال پایینی، ورقه  $12 \times 14$  ورقه  $1 \times 3/4$

جان ،  $7/16 \times 72$

$$\sigma = 418,000 \times \frac{12}{1,090} = 4,600 \text{ psi}$$

بال

$$\sigma = 418,000 \times \frac{12}{1,750} = -2,870 \text{ psi}$$

پائین

استونشها  
را متحان کنید ، 14 WF87

$r_x = 3.70 \text{ in.}$  ،  $r_y = 6.15 \text{ in.}$  ،  $A = 25.56 \text{ in}^2$

$$\frac{KL}{r_y} = 0.85 \times \frac{240}{3.70} = 55$$

$$3 \times 3 \times 3.5 = 49.5$$

وزن: پیتن

$$11 \times 11 \times 1 = 121.0$$

$$\frac{170.5 \times 144 = 24,500}{80,500}$$

$$(11^2 - 3^2) \times 5.0 = 560 \times 100 = 26,000$$

خاک

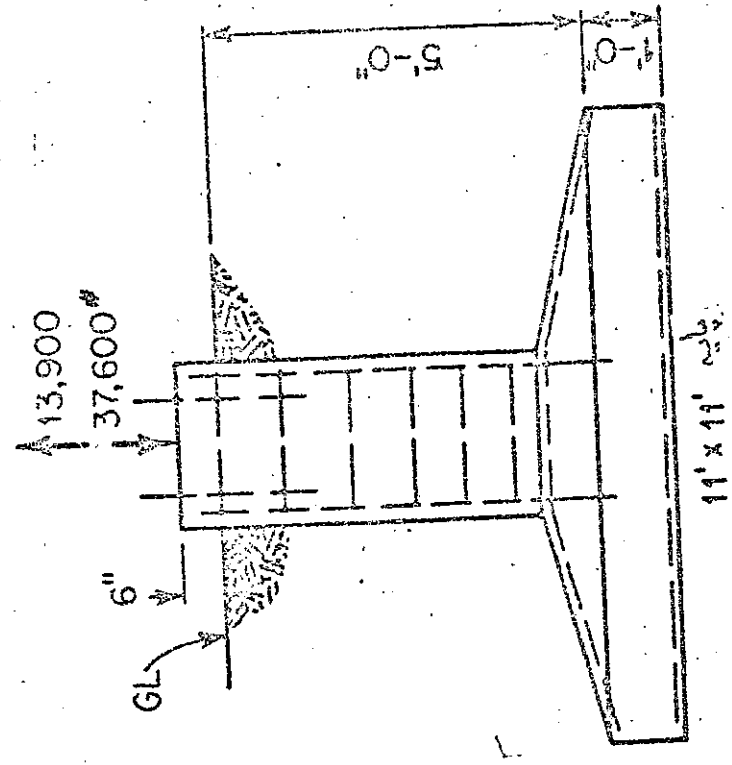
$$80,500$$

چون  $80500 > 13900$  وزن پی، کندگی را تحمل خواهد کرد.

۱۸. جزئیات متفرقه، بارهای متمرکزی که بوسیله پوسته سیله و نگهداشتمیشوند باید توسط تقویت کننده‌ها پخش شوند فرض بر آنست که بار یکبار و  $3\phi$  در هر طرفی تقویت کننده نخین میشود (شکل ۳۸). طول تقویت کننده تا جایی ادامه مییابد بدکه تنش  $T_2$  در محدوده مقداری مجاز داده شده بوسیله معادله (۲۶) باشد.

و قتیکه چند سیله بوسیله نقاله یا راهرو بهم متصل باشند با بدبرای جلوگیری از خسارت ساختمان در اثر حرکت ناشی از نشست نسبی یا واژگونی اتصالات نگهدارنده لغزشی گذار گشته شود.

بین سیله‌ها و پی‌ها یا پداتصالات زیرین با ندادن فکافی باشد. اتصالات کف، بخصوص هنگام استفاذه از دهانه‌های تخلیه جانبی، بخاطر تامل پوسته ریخته‌شده از زیر آنها در تحت فشار غیر یکنواخت خیلی در معرض خطر قرار دارند. پیچهای آنها را با قطر بیش از  $2\text{in}$  در اثر این خاصیت بریده شده اند. یک کف فولادی با جوش  $1/4\text{in}$  از نوع روپروا ز نظر ظرفیت حفاظت حالت دایره، معادل پیچ معمولی  $1\frac{1}{2}\text{in}$ ، ایفا صله  $3\frac{1}{2}\text{ft}$  است. وقتیکه کف‌های بتنی مورد استفاده قرار میگیرند، آنها را برای پوسته یا پدیدر نظر گرفته شود.



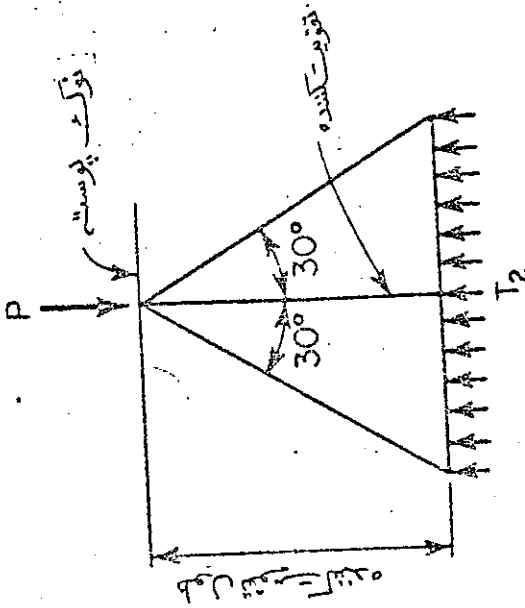
شکل ۳۷

تقویت دردها نه ها . دهانه های که برای وسایل ونیز دسترسی ، در سطح پوسته ایجا نشده اند یا بد برای تحمل سیستم تنش های دو محوری تقویت شوند ، سیستم تقویت ممکن است از یک ورقه درزی یا چا رچوب سا ختمانی تشکیل شده باشد . سطح تقویت با پدیا مساحت ماده درآ ورده شده برآ شود و سوراخها با پدیا برای جلوگیری از تمرکز تنش ، گوشه های (۲۶) گرد داده شده با شنند . (شکل ۳۹) .

مما لئح

ورقه ها ، ماده ورقه ای که بیش از همه برای ساخت مخازن ذخیره وسیلوها ی ذخیره دهانه بکار میرود ASTM A283 نمره های A ، B ، C ، D دارای مشخصات مربوط به ورقه های فولادی کربنی یا مقاومت کششی پایین و متوسط و بسا کیفیت سا ختمانی میباشد ، در شرایط استفا ده های ، سنگین تر یکی از مواد دیرترزیر ممکن است ایستفا ده شود : ASTM A 285 نمره های A ، B و C دارای مشخصات مربوط به ورقه های فولادی کربنی مورد استفا ده در بآل و جمعیه آتش نشانی است ، فولادی کربنی نمره های A ، B و C دارای مشخصات مربوط به فولاد سا ختمانی برای کشتی ها .

برای ضخامت های از 3/4 تا 2 in. ، A 283 فولادها ی نمره A ، B ، C برای شرایط استفا ده معمولی متنا سب و اقتمادی اند ، وقتیکه شرایط بخصوص زیان آور بسا دمای محیط بسیا ربا ثین باشد یا بد توجه را به استفا ده از A131 و A201 یا A285 معطوف داشت . فولاد A285 ممکن است از نوع بآل یا جمعیه آتش نشانی با شدکدومی یک میزان کربن کنترل شده دارد ، این ممکن است



شکل ۳۸

کمی ز نظر جوش پذیری بهتر از فولادهای A283 با شد و لولایی  
 بنظر نمیرسد که از این نظر ارزش جایگزین شدن داشته باشد.  
 برای محیط‌های دماهای کم و ضخامت‌های بیش از 1 in. فولاد  
 A131 با دانه‌بندی ریز منبسط‌ترین است.

مقاطع ساختمانی، عموماً از جنس فولاد A36 هستند.  
 سرهای کما نگیرها و اتصالات نبری‌ها که از مواد ورقه‌ای ساخته  
 نشده‌اند ممکن است از ASTM A235 درجه C یا هریک  
 از مواد بالا زیر عنوان "ورقه‌ها" باشد. لولاهای پست‌بند  
 ASTM A307 شماره A ، فولادی برای پیچ‌ماشین و مهره  
 یا A108 شماره 1025 برای میله‌های فولادی کربنی سرد  
 و مجورها سازگاری داشته باشند.

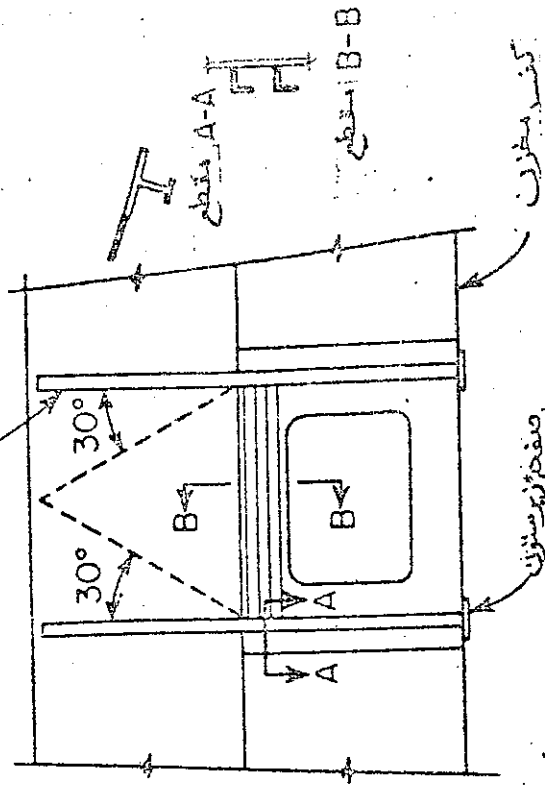
الکترودهای جوشکاری، الکترودهای جوشکاری قوسی با  
 دست‌یاد با الزامات آئین نام‌های AWS - ASTM برای الکترودهای  
 جوشکاری قوسی در فولاد، فولاد  
 ( AWS A5.1 ، ASTM A233 )  
 الکترودهای E6015 ، E7015 یا E6018 ، E7018 ،  
 از گروه کم‌هیدروژن و متناوب سبب جریان برق و محل جوشکاری و  
 شرایط دیگر کار با شند .

تنش‌های مجازی برای مخازن، بسته به آئین نام مورد نظر  
 به میزان قابل ملاحظه‌ای فرق میکنند. نمونه‌های بارز زیر  
 آورده شده‌اند:

۱. تنش‌های کششی در پوسته مخازن : AIRWA ، 15,000 PSI  
 (مخازن مرتفع وزمین گیر) ، API ، 21,000 PSI (مخازن  
 زمین گیر)

۲. تنش‌های کششی در پوسته سیلوها : معادله (۲۶)

۳۰ مایل  
 جهت بار عمودی،  
 تقویت کننده اتصالات  
 خطوط 30° داده می‌شود.



شکل ۴۹

بمنظور استفاده راحت تر از فرمولهای جزوه برای  
 کسانیکه آشنایی کامل با واحدهای انگلیسی ندارند  
 فرمولهای زیر که نیاز به تبدیل واحد داشتند  
 در زیر به همراه فرمول اصلی ( در سیستم انگلیسی)  
 آورده شده اند ( مترجم ) .

- معادله شماره ۱ سیستم انگلیسی
- $$H = \frac{P}{1000g} = \frac{P}{62.5g} \quad (1)$$
- $$D = 1.1284 \sqrt{\frac{Q}{H}} \quad D = 0.4126 \sqrt{\frac{Q}{H}} \quad (2)$$
- $$T_h = 5.0hdg \quad T_h = 2.6hdg \quad (3)$$
- $$t_h = \frac{5.0hdg}{fE} \quad t_h = \frac{2.6hdg}{fE} \quad (4)$$
- $$a = \frac{W'}{2p-1000Hg} \quad a = \frac{W'}{2p-62.5Hg} \quad (5)$$
- $$b = \frac{W'}{500p-70fd} \quad b = \frac{W'}{31.25Hg-44d} \quad (6)$$
- $$A = 0.001707HDdg \quad A = 0.0005HDdg \quad (7)$$
- $$T = 0.00268CD\sqrt{W} \quad T = 0.00071CD\sqrt{W} \quad (10)$$
- $$M = 0.00283KDH^2V^2 \quad M = 0.0015KDH^2V^2 \quad (11)$$
- $$W_w = 785.4HD^2 \quad W_w = 49.0HD^2 \quad (12)$$

۴. تنش های فشاری در ستونهای فولادی ( ANWA ) :

$$\frac{P}{A} = XY = \frac{18,000}{1+L^2/18,000r^2} = X \text{ در اینجا}$$

$$t/R < 0.015 \quad \text{برای } 2/3 \times 100t/R(2-2/3 \times 100t/R) = Y$$

$$t/R > 0.015 \quad \text{برای } 1 = Y$$

شعاع تا سطح خارجی عضو تئوبسی ، in. = R  
 ضخامت عضو تئوبسی به حداقل 1/4 in. ، in. = t

نسبت لاغری L/r برای عضوهای فشاری حامل وزن یا  
 فشار محتویات مخزن نباید از 120 و برای عضوهای حامل  
 بار باد تنها یا به همراه لرزها از 175 تجاوز نکند :



سیستم متریک	سیستم انگلیسی	مقادیر شماره
-------------	---------------	--------------

1.020 (N) 5.150

0.310 (N) 1.570

(۲۱)

$$f_a = 140620 \frac{t}{R} \left(1 - \frac{100 t}{3 R}\right)$$

$$f_a = 2000000 \frac{t}{R} \left(1 - \frac{100 t}{3 R}\right) \quad (۲۶)$$

X =  $\frac{1265.58}{1 + \frac{L^2}{18000r^2}}$

180000

X یا متر

18000r<sup>2</sup> /

1 +  $\frac{L^2}{18000r^2}$

(صفحه ۲۶)

توجه: پارامترهای بالا بر حسب واحدهای زیر می باشد،

(m, ft)     b, a, d, h, D, H     بر حسب

(cm, in.)     "     t, t<sub>h</sub>

(kg/cm<sup>2</sup>, psi)     "     X, f

(kg/m<sup>2</sup>, psf)     "     W, P

(بدون واحد)     "     K, C, E, G

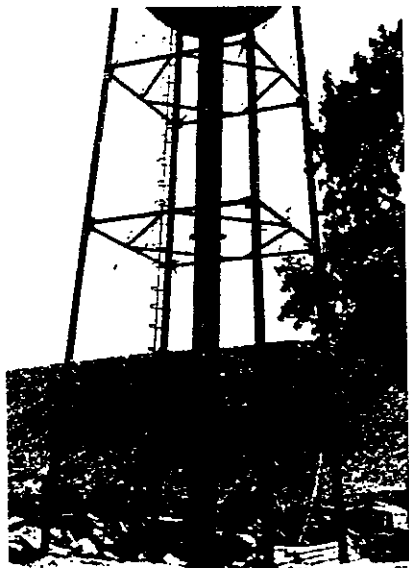
Q (m<sup>3</sup>, gal) ;     W<sub>W</sub> (kg, lb) ;     A<sub>S</sub> (m<sup>2</sup>, ft<sup>2</sup>)

V (km<sup>3</sup>, m<sup>3</sup>, m<sup>3</sup>, h) ;     Y' (kg/m, lb/ft) ;     T<sub>H</sub> (kg/cm, lb/in.)

و نیز:

# رفتار لرزه ای مخازن هوایی فولادی

خواهد بود. هنگامی که جهت نیروی لرزه ای عوض می شود عضوی که به فشار افتاده بود نخست باید تغییر شکل پیشین خود را در اثرکمانه کردن از دست بدهد تا بتواند به کشش، کار کند و نیروی محوری در آن ایجاد شود. کار به دست آمده از حاصل ضرب این جابه جایی در نیروی لرزه ای به صورت انرژی کرنشی در مهاربند در خواهد آمد که نیروی بزرگی تولید می نماید. به بیان دیگر، فرض وارد شدن نیرو به کابل به صورت استاتیک نادرست است و بار به صورت دینامیک وارد می شود.



شکل (۱) مخزن هوایی آب در منجیل [۲]

در شکل (۲) فرض می شود که مهاربندها از میلگرد نمره ۲۰ با تنش مجاز کششی  $1400 \text{ Kg/cm}^2$  باشد. همچنین دهانه و بلندی قاب هر دو، برابر ۶۰۰ سانتی متر است که بنابراین طول مهاربندها ۸۴۹ سانتی متر خواهد شد. در این صورت بیشترین نیروی کششی مجاز مهاربند  $N$ ، بیشترین نیروی جانبی مجاز قاب  $F$  و بیشترین جابه جایی جانبی قاب  $\Delta$  از رابطه های زیر به دست می آید [۱].

$$N = \pi \cdot \frac{4}{4} \cdot 1400 = 4398 \text{ kgf}$$

$$F = N \cdot \cos(45) = 3110 \text{ kgf}$$

$$\Delta = \frac{N \cdot L}{E \cdot A \cdot \cos(45)} =$$

$$\frac{4398 \times 849}{2.1 \times 10^6 \times 4 \cdot \cos(45)} = 0.629 \text{ cm}$$

مصطفی مسعودی \*

محسن غفوری آشتیانی \*\*

## ۱- مقدمه

مخازن هوایی ذخیره مایعات و به ویژه مخازن هوایی آب از جمله تاسیسات مهمی هستند که باید کاربری خود را پس از زلزله های بزرگ از دست ندهند و بتوان برای نیازهای حیاتی مانند فراهم کردن آب آشامیدنی و آتش نشانی پس از زلزله از آن ها بهره گرفت. در زلزله های گذشته، مخازن هوایی از جمله سازه های آسیب پذیری بوده اند که رفتار لرزه ای آن ها مناسب نبوده، دچار خرابیهای کوچک و بزرگ شده اند.

شکل کلی مخازن هوایی آب به صورت پاندول وارونه است که جرم سنگینی نیز در بالای آن متمرکز است و همین شکل کلی، دلیل رفتار نامناسب لرزه ای این سازه ها است. در گذشته مخازن هوایی بیشتر برای بارهای وزنی و باد طراحی و نیروی زلزله نیز به صورت در صدی از وزن سازه در نظر گرفته می شد. با پیشرفت در بررسی مساله اندرکنش آب و سازه و پیدایش رایانه های پرسرعت، طراحان با روشهای پیشرفته تر به طراحی این سازه ها پرداختند. با این وجود مخازن هوایی که در گذشته و همچنین آن ها که با روشهای پیشرفته تر طراحی گردیده اند در زلزله های گذشته آسیب های فراوان دیده اند.

در این نوشتار، هدف، مشخص کردن نقاط ضعف و علل خرابی مخازن هوایی فولادی است تا بتوان در کارهای آینده با پرهیز از آن ها، به طرحی ایمنتر دست یافت.

## ۲- رفتار قابهای مهاربندی شده فولادی

در مخازن هوایی فلزی، بیشتر از مهاربندهای کابلی و میلگردی بهره گرفته می شود که تنها توانایی کار کردن به کشش را دارند. در زلزله های گذشته، گسیختگی مهاربند ها در ترازهای گوناگون قاب پایه، یکی از خرابیهای رایج است. شکل (۱) برج آب فولادی منجیل با حجم ۶۰ متر مکعب را نشان می دهد که در زلزله سال ۱۳۷۶ منجیل - رودبار در شمال ایران، همه مهاربندهای آن گسیخته شده است.

یکی از دلایل گسیختگی مهاربندها نداشتن برآورد درست از نیروهای لرزه ای است که به طرح نادرست مهاربند می انجامد. دلیل دیگر که مهمتر نیز هست این است که اگر مهاربند از نظر نیرو، درست طراحی شده باشد چون تنها یک عضو مهاربند، نیروی لرزه ای را می برد و عضو دیگر در فشار کار نمی کند، تغییر شکل عضو کششی به دلیل نیروی محوری و سطح مقطع کم آن، زیاد

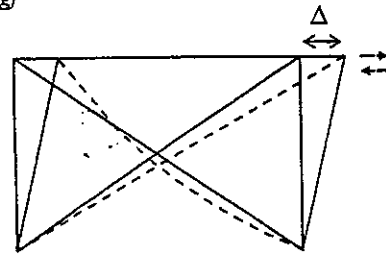
اگر جهت نیروی زلزله عوض شود کار به دست آمده از این جابه جایی به صورت انرژی کرنشی محوری  $U$  در کابل ۲ نخیره می شود و نیروی دینامیک ایجاد شده در کابل به صورت زیر به دست می آید [۱]:

$$U = F \cdot \Delta$$

$$\frac{N^2 L}{2EA} = F \cdot \Delta$$

$$\frac{N^2 \times 849}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times \pi} = 3110 \times 0.629$$

$$N = 5512 \text{ kgf}$$



شکل (۲) قاب مهاربندی شده زیر اثر نیروی جانبی

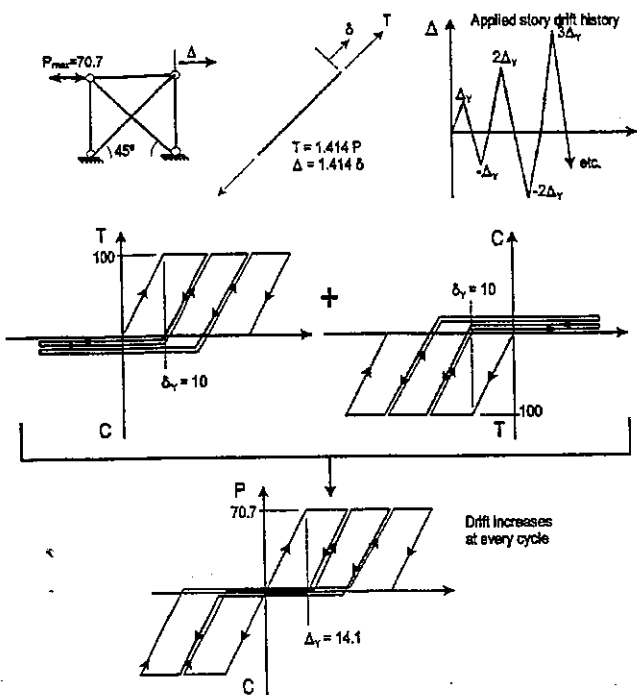
این نیروی محوری تنها ناشی از کار  $F \cdot \Delta$  است و نیروی زلزله نیز به آن افزوده می شود.

$$N = 5512 + 4398 = 9910 \text{ Kgf}$$

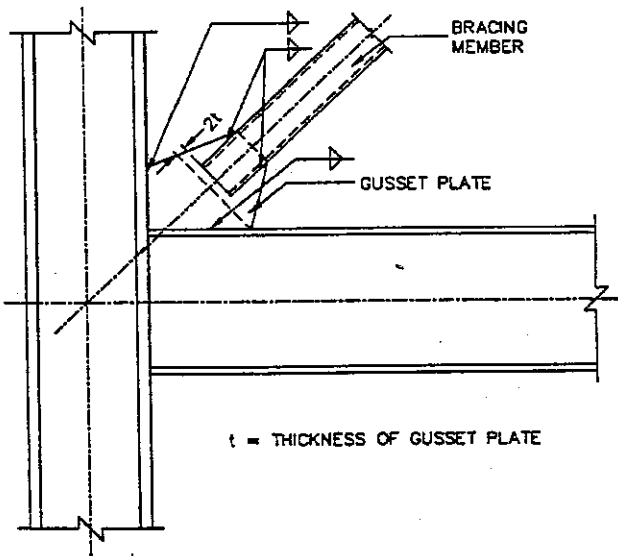
ملاحظه می شود که نیروی ایجاد شده در هنگام زلزله از دو برابر مقدار مجاز نیز بیشتر است. اگر مهار بندها به فشار طرح شوند، گمانه نمی کنند و تغییر مکان جانبی قاب کمتر می شود.

شکل (۳) رفتار یک قاب مهاربندی شده فولادی یک طبقه را با مهاربندیهای لاغر در بارگذاری چرخه ای نشان می دهد. یک قاب مهاربندی شده هنگامی عملکرد لرزه ای خوبی نشان می دهد که مقدار انرژی جذب شده هنگام فشار و کشش مهارها تقریباً یکسان باشد. کماتش مهاربندهای لاغر باعث می شود که سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان و به دنبال آن انرژی جذب شده در رفتار فشاری کاهش یابد. همان گونه که در شکل (۳) نشان داده شده است، مهاربندهای لاغر برای این که بتوانند مقدار قابل توجهی انرژی جذب نمایند باعث زیاد شدن تغییر مکان قاب می شوند که این امر ممکن است خرابی قاب را به دلیل اثرات ثانویه  $p - \Delta$  به دنبال داشته باشد.

اتصالات انتهایی مهاربندها باید چنان باشند که توانایی تحمل کردن نیروهای مهاربند را داشته و در طراحی، قویتر از خود مهاربندها در نظر گرفته شده باشند. همچنین باید توانایی تحمل نیروهای ناشی از کماتش اعضای مهاربندی را دارا بوده در انتهای مهاربندها اجازه چرخش در جهت کمانه کردن را بدهند. بنابراین، ورق اتصال باید افزون بر این که دچار چرخشهای بزرگ پلاستیک در جهت خارج از صفحه خود می شود، بتواند نیروی کماتش مهاربند را نیز در حالتی پایدار تحمل نماید. برای این منظور، پیشنهاد می شود که فاصله بین انتهای مهاربند تا جایی که ورق اتصال به تیر یا ستون جوش می شود، دو برابر ضخامت ورق اتصال باشد. این موضوع در



شکل (۳) - رفتار قاب یک طبقه فولادی با مهاربندی لاغر در بارگذاری چرخه ای [۳]



شکل (۴) - جزئیات اتصال مهاربند به قاب [۳]

شکل (۴) نشان داده شده است

اندرکنش خاک و سازه می تواند بر مقدار نیروی اعضای قاب اثر بگذارد. در پژوهشهای انجام شده در مرجع [۴] یک مخزن هوایی نشان داده در شکل (۵) تحت اثر زلزله ال سنترو قرار گرفته، تحلیل دینامیک خطی و غیر خطی شده است. خاک به صورت دو فنر انتقالی افقی و قائم و یک فنر پیچشی، مدل سازی گردیده است. شکل (۶) نیروی محوری اعضای شماره ۱ و ۱۰ مخزن هوایی را برای سرعتهای گوناگون موج برشی در خاک نشان می دهد. ملاحظه می شود که رفتار غیر خطی سازه باعث افزایش



شکل (۷) پاره شدن مهاربند یک مخزن خالی در زلزله سال ۱۹۸۳ در کالیفرنیا کالیفرنیا با بزرگای  $M=6/5$  را نشان می دهد. طراحی نشدن در برابر زلزله این خرابی را به دنبال داشته است [۵].

شکل (۸) گسیختگی ترد مهاربند یک مخزن هوایی آب فلزی را نشان می دهد که در اثر زلزله کرن کانتری کالیفرنیا در سال ۱۹۵۲ با بزرگای  $M=7/69$  آسیب دیده است. ملاحظه می گردد که در جای گسیختگی، گویبی ایجاد نشده است. ترد شکنی بستگی به دما، سرعت بارگذاری، شدت تنش، شکل هندسی و روش اجرای اتصالات دارد. حتی اگر فولاد به کار رفته، استاندارد لازم را نیز دارا باشد باز هم ممکن است شکست از نوع ترد باشد.



شکل (۸) - گسیختگی ترد مهاربند بدون ایجاد گویبی در جای پاره شدن در زلزله کرن کانتری - کالیفرنیا سال ۱۹۵۲ [۵].

شکل (۷) - پاره شدن مهاربند یک مخزن خالی در زلزله کالینگا - کالیفرنیا در سال ۱۹۸۳ [۵].

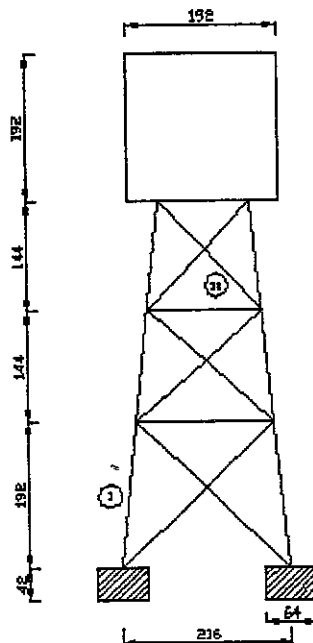
### ۳- رفتار پی و اتصالات سازه به پی

در برخی از زلزله های گذشته، پیهای مخازن هوایی دچار خرابیهای بزرگ شده اند. نداشتن برآورد درست از نیروهای لرزه ای و نیروی وارد شده به پی سازه، گزینش نادرست شکل کلی پی مانند منفرد یا گسترده بودن پی و در نظر نگرفتن مسائل ژئوتکنیک در طرح لرزه ای پی، این خرابیها را به دنبال داشته است.

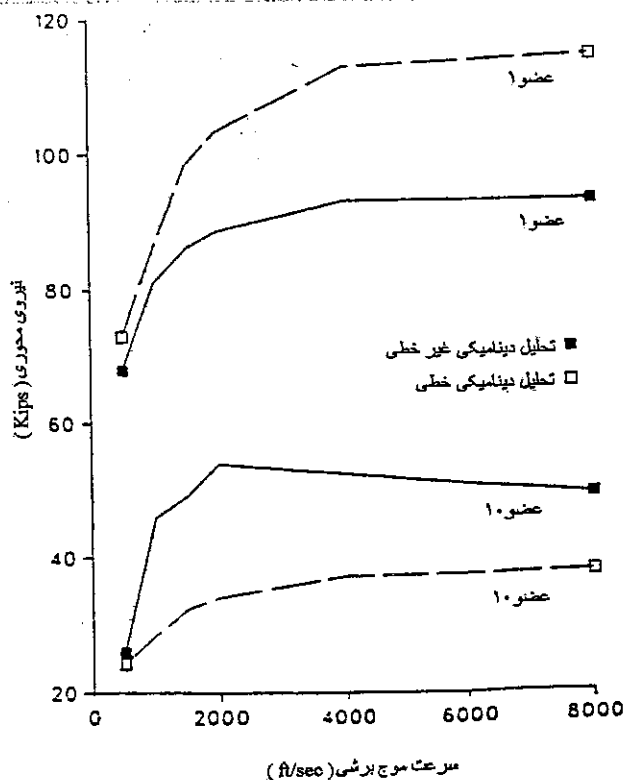
در مخازن هوایی فلزی چنانچه میلهای مهار دارای سطح مقطع کافی و طول مهار شده مناسب نباشند، دچار گسیختگی، افزایش طول و یا لغزش در بتون پی می شوند شکلهای (۹) تا (۱۲).

در برخی مخازن هوایی برای انتقال نیروی ستون به کف ستون و پی از جزئیاتی که در شکل (۱۰) نشان داده شده، بهره می جویند تا طول جوش کافی برای انتقال نیروها فراهم شود. مانند آن چه در شکل دیده می شود تغییر شکل زیاد صفحه افقی که زیر مهره میل مهار قرار دارد و کش آمدن میل مهار باعث می شود که بین کف ستون و پی فاصله ای ایجاد شود که در هنگام تغییر جهت نیروی زلزله، باعث وارد شدن نیروی ستون به پی به صورت دینامیک می شود و گسیختگی و خرد شدن پی را به دنبال دارد. نداشتن برآورد درست

نیروی مهار بند در بالای قاب و کاهش نیروی ستون پایینی شده است. در زلزله های بزرگ چنانچه این افزایش نیرو در مهاربند در نظر گرفته نشود، ممکن است مهاربند گسیخته شود و فاصله مرکز سختی از مرکز جرم زیاد گردد و سازه دچار فروپاشی شود. این نوع خرابی در بخش رفتار پیشی بررسی شده است.



شکل (۵) - مدل دو بعدی یک مخزن هوایی آب برای بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه [۳]



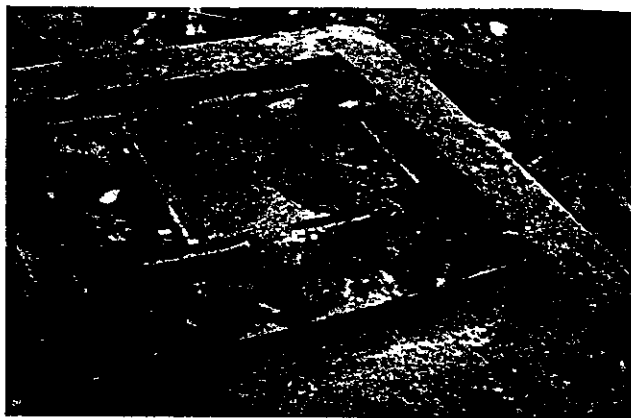
شکل (۶) - نیروی محوری اعضای ۱۰ در زلزله آل سنتر و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه [۳]

از نیروهای وارد به پی در اثر وزن و مولفه افقی و قائم زلزله باعث خرابیهای بزرگ و ترکهای عمیق در پی می شود که در شکلهای (۱۰) تا (۱۲) نشان داده شده است.

بهتر است پیهایی مخازن هوایی که حجم بزرگی دارند برای جلوگیری از نشستهای ناهمگن به صورت منفرد طرح نشوند. در شکل (۱۲) جایی که کلافهای بتونی به پی متصل می شود ترکهای بزرگی دیده می شود که گواه نشست ناهمگن پیهاست. یادآوری می نماید که کلافها برای نیروی برشی و لنگر خمشی طرح نمی شوند.

#### ۴- رفتار پیچشی

در برخی از آثار خرابی دیده شده است که مخازن هوایی فلزی بدون آن که تغییر مکان جانبی زیادی داشته باشند تقریباً در راستای قائم فرو ریخته اند. درباره این خرابیها می توان آغاز خرابی را گسیختگی مهاربند دانست. چنانچه در اثر نیروی لرزه ای یکی از مهار بندها گسیخته شود و یا دچار تغییر شکلهای خمیری بزرگ شود، فاصله بسیار زیادی بین مرکز سختی و مرکز جرم سازه ایجاد می شود که باعث پیچشی بسیار بزرگ سازه را در



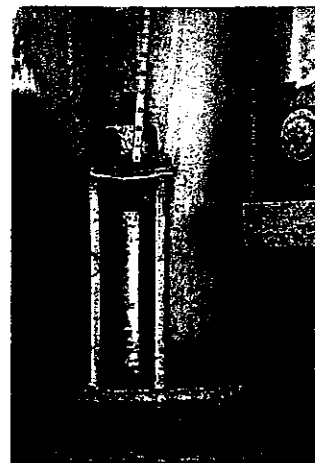
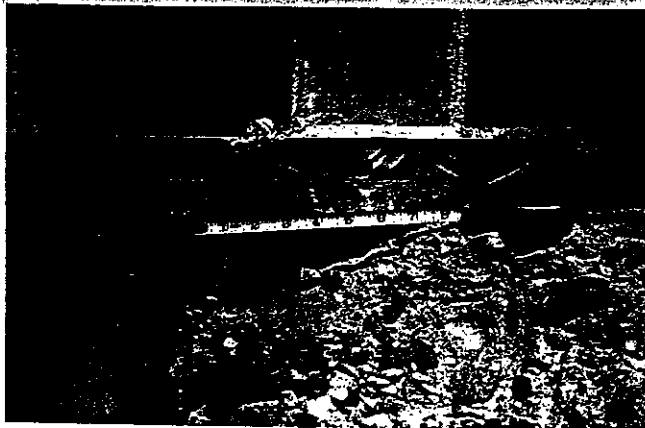
شکل (۹) - کف ستون مخزن هوایی آب با حجم ۱۱۰۰ متر مکعب که دچار گسیختگی کامل میلنهای مهار، جوش ستون به کف ستون و کنده شدن ستون از روی کف ستون شده است. زلزله کرن کانتبری - کالیفرنیا یا بزرگای ۷/۶۹ M در سال ۱۹۵۲ [۵].

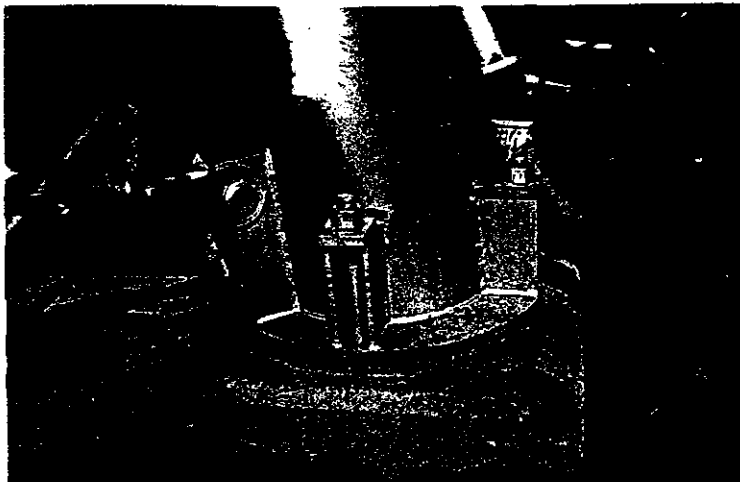


شکل (۱۰) - کشیدگی میلنهای مهار به اندازه ۵/۸ اینچ، خرد شدن گروت زیر کف ستون و ترکهای بزرگ در پی منفرد در اثر فشار زیاد ستون، زلزله کرن کانتبری - کالیفرنیا سال ۱۹۵۲ [۵].



شکل (۱۱) - مخزن هوایی آب با حجم ۳۵۰ متر مکعب، بلندی ۳۰ متر، ساخته شده بر روی شمع، جابه جایی افقی کلید برشی زیر کف ستون به اندازه ۱/۲ اینچ، خرد شدن گروت زیر کف ستون، قلوه کن شدن بدون پی، گسیختگی پی، زیر فشار زیاد کشنده شدن میل مهار و خم شدن صفحه زیر مهره میل مهار، زلزله کرن کانتبری - کالیفرنیا یا بزرگای ۷/۶۹ M سال ۱۹۵۲ [۵].





شکل (۱۲) - خمیدگی میل‌های مهار، گسیختگی و قله‌کن شدن بتون دور پی در اثر نیروی زیاد ستون و شکستگی کلافها در اثر نشست تا همکن پی، زلزله امپریال ولی - کالیفرنیا یا بزرگای ۷۰٪ M سال ۱۹۷۹ [۵]

بردارد و ستونها که برای لنگر خمشی طراحی نشده اند دچار

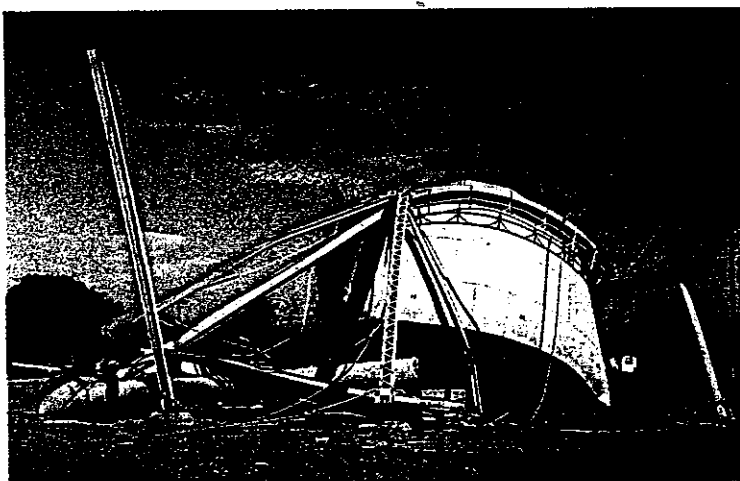
تغییر شکلهای بزرگ می شوند و سازه در راستای قائم فرو می ریزد.

در شکل (۱۴) مراحل خرابی پیچشی در مخازن هوایی فولادی نشان داده شده است.

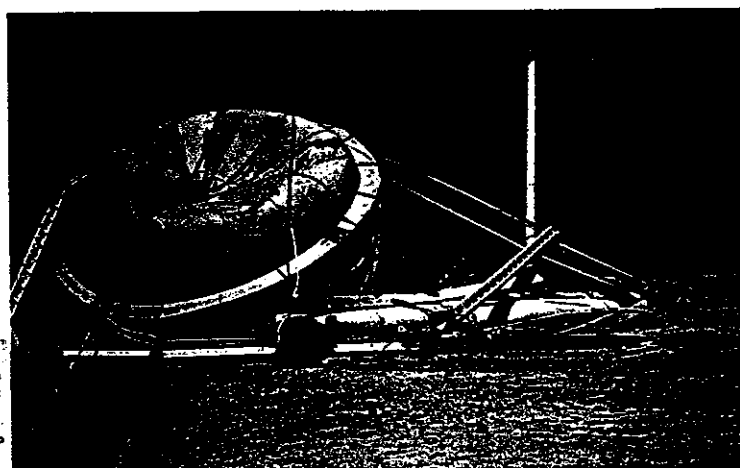
۵- رفتار مخازن نزدیک به گسل

پژوهشهای گوئل چپرا (۱۹۹۰) و همچنین

مارتی وهال (۱۹۹۴) نشان داد که رفتار سازه های ساختمانی در نزدیکی گسلها بسیار بحرانی است [۶]. در این جا رفتار غیر خطی پایه های مخازن هوایی در نزدیکی گسلها بررسی شده که برای این کار پاسخ غیر خطی یک سیستم متقارن الاستوپلاستیک یک درجه آزاد به تحریک هارمونیک تک فرکانس به دست آورده شده است [۶]. شکل (۱۵) نمودار پاسخ شکل پذیری بیشینه سیستم به تحریکهای سینوسی با دوره تناوب T۱ را نشان می دهد. مشاهده می شود که چنان چه نسبت پریود سیستم TX به پریود موج سینوسی کمتر از یک باشد، شکل پذیری مورد نیاز افزایش چشمگیری می یابد. برای ساختگاههای نزدیک گسل می توان شتابی هارمونیک را با دوره تناوب ۲ ثانیه انتظار داشت که در این صورت اگر پریود جانبی مخزن هوایی کمتر از ۲ ثانیه باشد، پایه مخزن، دستخوش رفتارهای غیر خطی و تغییر مکانهای بسیار

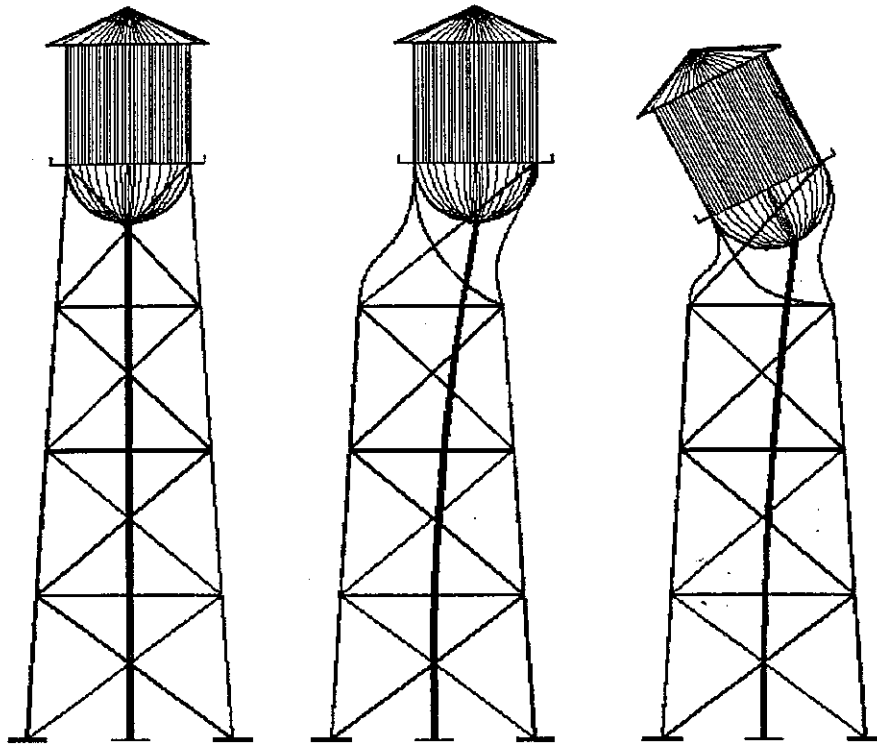


(الف)



(ب)

شکل (۱۳) - فروپاشی پیچشی دو مخزن هوایی تفت. مخزن (ب) با حجم ۲۲۵ متر مکعب و بلندی ۳۰ متر بوده است که برای نیروی جانبی معادل ۱۲ درصد وزن طراحی شده بود. زلزله سال ۱۹۵۲ کرن کانتری کالیفرنیا یا بزرگای ۷/۶۹ M- [۵]



ادامه از صفحه ۲۶

اجزای سازه ای پایه را باید با تحلیلهای دقیقتر مشخص نمود.  
 ۶-۲- به نظر می رسد مشکل اصلی اتصالات سازه به پی، برآورد نادرست از کشش ایجاد شده درپای ستون است. برای حل این مشکل، بررسی دقیقتر لنگر و ازگونی سازه در اثر دو مولفه افقی زلزله و اثر مولفه قائم ضروری است. مولفه اخیر می تواند در خلاف جهت وزن نیز عمل کند.  
 ۶-۳- برای پرهیز از فروپاشی پیشگی باید از گسیختگی مهاربندها و یا تغییر شکلهای غیر خطی بزرگ در آن ها جلوگیری کرد.

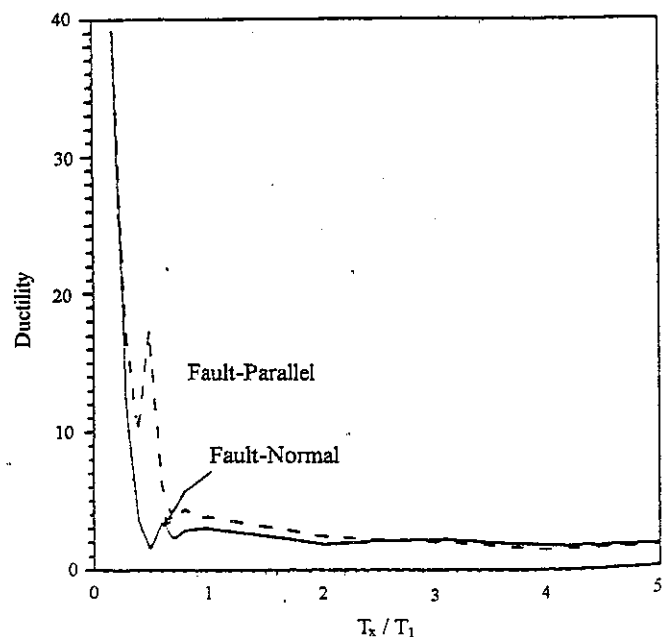
#### ۷- مراجع

- ۱- مسعودی، مصطفی؛ (۱۳۸۳) رفتار و تحلیل لرزه ای مخازن هوایی در اثر سه مولفه همبسته زلزله؛ پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله به راهنمایی محسن غفوری آشتیانی؛ پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله؛ تهران.
- ۲- عشقی، ساسان؛ (۱۳۷۰)، بررسی عملکرد تاسیسات و شریان های حیاتی و صنعتی، فصل ۳ از گزارش تحلیلی زلزله منجیل - رود بار؛ پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله؛ نشریه شماره ۱-۹۱-۷۰؛ چاپ اول؛ تهران

بزرگی می شود که بهره برداری از مخزن را دچار مشکل می کند. همچنین با وجود جرم بزرگی در بالای سازه، ممکن است باعث خرابی پیش رونده سازه در اثر  $p-\Delta$  شود.

#### ۶- نتیجه گیری

۶-۱- خرابی رایج در مخازن هوایی فولادی گسیختگی مهار بندیهایی کابلی است که می توان با طرح مهارها برای فشار، این مشکل را برطرف نمود. در مواردی که اثر اندرکنش خاک و سازه می تواند تعیین کننده باشد، نیروی



3. Uang, Chia - Ming, Bruneau, M., Whittaker, A.S, Tsai, Key - Chyuan (2001), "Seismic Design of Steel Structures, Chapter 9 in The Seismic design handbook," 2nd Edition, Editor: Naieem, F., Kluwer Academic Publishers.
4. Haroun, M. A., Termaz, M.k. (1991) "Soil- Structure interaction effects on seismic response of elevated, ground - based, and buried tanks", 6th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto.
5. Steinbrugge, Karl v. (2003), National information service for earthquake engineering, Earthquake image information system, Steinbrugge collection, "University of California, Berkeley, NISEE, EQIIS.
6. Dutta, S.C., Murty, C.V.R., Jain, S.k. (2000) Seismic torsional vibration in elevated tanks", Structural Engineering and Mechanics, Vol.9, No.6.

## فصل پانزدهم:

تازه ها در طراحی سازه های فولادی  
(نگرشی اجمالی به رفتار لرزه ای و مفاهیم شکل پذیری و مقاومت)



# Journal of Seismology and Earthquake Engineering

Volume 5, No. 3  
Fall 2003

## CONTENTS

- Prediction of Aftershocks Distribution Using Self-Organizing Feature Maps (SOFM) and Its Application on the Birjand-Ghaen and Izmit Earthquakes  
**M. Allamehzadeh and M. Mokhtari** ..... 1
- Source Time Function of Caspian Basin and Surrounding Area Earthquakes  
**M. Mostafazadeh and M. Mokhtari** ..... 17
- Realistic Modelling of the Seismic Input: Site Effects and Parametric Studies  
**F. Romanelli, F. Vaccari, and G.F. Panza** ..... 27
- Higher Mode Effects on Seismic Behaviour of MDOF Steel Moment Resisting Frames  
**F. Daneshjoo and M. Gerami** ..... 41
- Seismic Design of Facilities for the Oil and Gas Industry, Risk Based Seismic Design Criteria and Upgrading of Existing Facilities  
**O.T. Gudmestad** ..... 55

# Higher Mode Effects on Seismic Behavior of MDOF Steel Moment Resisting Frames

F. Daneshjoo<sup>1</sup> and M. Gerami<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Civil Engineering Department, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran, email: danesh\_f@modares.ac.ir
2. Ph.D. Student, Tarbiat Modarres University, Civil Engineering Department, email: iks\_eng@yahoo.com

**ABSTRACT:** In this paper, the effects of higher modes on seismic response of multi degree of freedom (MDOF) steel moment-resisting frames (SMRF) are investigated. Modification factors to the response of first mode SDOF system are presented in order to estimate seismic MDOF system demands. The study is based on spectral analysis and linear and nonlinear dynamic time history analysis of 4, 10, 15, 20 and 25 storey SMRFs under Elcentro, Tabas, Naghan and Manjil earthquake loading. A modification factor  $\alpha_{disp}^d$  is defined in order to estimate roof elastic displacement demands of an MDOF frame from first mode elastic displacement spectra. Base shear modification factor  $\alpha_{H,M}^V$  (to compute MDOF strength reduction factors), maximum story drift demand modification factor  $\alpha_{H,M}^d$ , and maximum story dynamic ductility demand modification factor  $\alpha_{H,M}^b$  are defined and presented for SDOF system responses in order to estimate the main MDOF system nonlinear seismic responses, including higher mode effects.

**Keywords:** Seismic response; Demand; Higher mode effects; Dynamic analysis; SMRF

## 1. Introduction

Different responses of MDOF frames under seismic motions are influenced by higher mode effects and thus the overall response of the structure will be usually significantly different from the first mode response. The amount of this effect depends on various parameters such as response type, earthquake specifications, structural configurations and level of ductility. Higher mode effects are clearly more important for high rise structures and thus eliminating higher modes may lead to incorrect results. The sensitivity of different structural responses to higher mode effects is also different.

Several studies on strength reduction factors, have been conducted in SDOF systems, the most important one is presented by Miranda and Bertero [1] however only few researchers have studied the MDOF effects on strength reduction factors. The relationship between MDOF and SDOF systems was first studied by Veletsos and Vann [2]. The objective of their study was to identify the significant parameters

in the response of MDOF elastoplastic systems. The relationship between the response of these systems with the equivalent linear ones was also studied. Nassar and Krawinkler [3] studied three types of simplified MDOF models to estimate the modifications required to the inelastic strength demands, obtained from bilinear SDOF systems in order to limit the story ductility demand in the first story of MDOF systems to a predetermined value. The three types of MDOF models were composed of two-dimensional regular frames named "beam-hinge", "column-hinge" and "weak-story" models.

Humar and Rahgozar [4] studied a ten-story shear frame with a uniform distribution of mass and story heights. In the study, it was shown that for high levels of ductility, the displacement ductility demand in many stories of MDOF frame can be much higher than the equivalent SDOF system. They also concluded that the critical story in most of MDOF systems is the lowest; however, the upper stories can also exhibit

larger ductility demands due to the participation of higher modes. Krawinkler and Seneviratna [5] studied the modifications to *SDOF* system responses in order to estimate seismic demands of *MDOF* frames from elastic and inelastic spectra. They considered two types of lateral load resisting systems of moment-resisting frames and isolated structural walls. This study concluded that except for short period frames, the maximum story ductility demand for *MDOF* models was higher than the target ductility ratio of the first mode *SDOF* system. This amplification increases with increasing periods, which indicates the importance of higher mode effects.

Gupta [6] studied the behavior of moment frames under different levels of seismic hazard. They considered 3, 9 and 20 story frames and evaluated higher mode effects on maximum story drift demand. The emphasis of their study was on quantification of global and local deformation demands for various hazard levels. It was concluded that for long periods, as higher mode effects become more important, the distribution of drift demands in the height of the frame would be no more uniform and the difference between global and story drift demands increase with period. Santa-Ana and Miranda [7] studied strength reduction factor of *MDOF* systems by defining modification factors to *SDOF* systems. They also investigated soil condition effects on these factors. Their study concluded that the modification factors increase for long periods and high levels of target ductility. This implies the importance of higher modes in strength (base shear) response of *MDOF* frames. Daneshjoo and Gerami [8-9] studied the reasons contributing in overstrength of highrise *SMRFs* and higher mode effects importance on seismic behavior. They concluded that higher mode effects in seismic evaluation of *MDOF* frames result in the amplification of ductility demand and thus reduction of behavior factor. Therefore neglecting these effects, specially in the case of tall buildings would lead to unconservative results.

The main objective of this paper is to present modification factors to the response of first mode *SDOF* system in order to estimate seismic *MDOF* system demands. In this context, seismic response of five steel moment resisting frames models under four different earthquakes are studied using spectrum analysis, linear and nonlinear dynamic time history analysis and *DRAIN-2DX* software [20]. The influences of period and ductility level on higher mode

effects are also investigated.

## 2. Steel Moment Resisting Frame Models

Two dimensional 4, 10, 15, 20 and 25 storey steel moment resisting frames with three bays have been designed according to Iranian 519 loading code and Iranian 2800 code for seismic resistant design of buildings and are used in this study. The configurations of the frames together with their design results are shown in Figure (1a). The inter-storey height and span length of the frames are all constant and equal to 4m and 5m, respectively. Storey masses are calculated using dead load plus 20% of live load. High seismic relative hazard for site region with design base acceleration  $A=0.35g$ , beds of gravel and sand with weak cementation for site soil classifications, median importance factor (such as residual building frames) for the frames, and a behavior factor of 6 have been assumed in the designs. In mathematical modeling strain hardening ratio of 3% and damping ratio of 5% of critical one have been assumed. The criteria for the formation of plastic hinge and the elements behavior, was an interaction of Moment-Axial force (*M-P*) curve. The inter-storey drift angle capacity at the serviceability Limit State has been assumed equal to 0.006rad. The stiffness requirement has governed the design, as is usually the case for steel

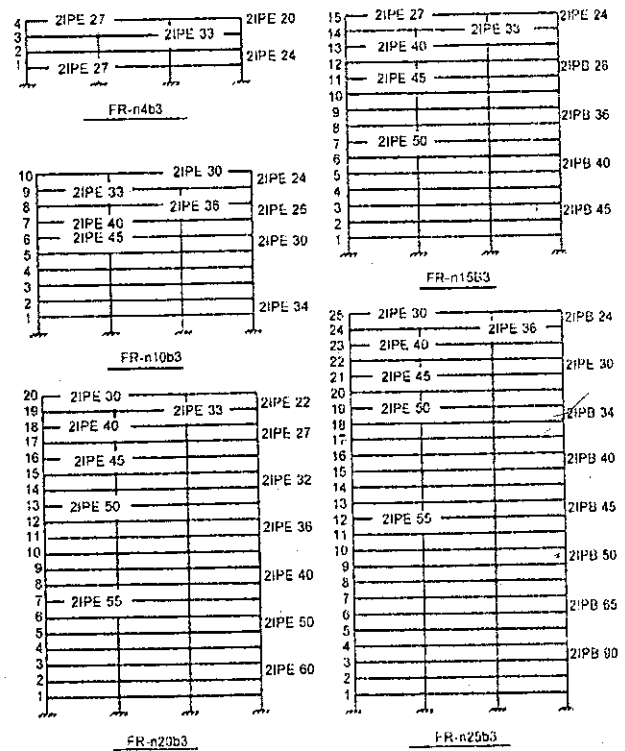


Figure 1a. Steel Moment Resisting Frame Models.

structures. The beam-to-column joints were assumed to be full-strength and rigid in the design procedure. Rigid and full strength connections are characterized by moment-rotation relationships with strength degradations. Nonlinear dynamic time history analyses have been performed by using *DRAIN-2DX* software, where the proposed hysteretic models have been implemented.

### 3. The Seismic Input Characteristics

Four ground acceleration time-histories (Tabas, Naghan, Manjil and Elcentro earthquakes) have been selected for performing numerical analysis. Tabas earthquake has a peak ground acceleration (*PGA*) of about 0.93g and strong motion duration of about 25 seconds. Its predominant period is 0.769 seconds. Naghan earthquake has been recorded for 20.98 seconds and has a *PGA* of about 0.72g and predominant period of 0.764 seconds. The duration of Manjil record is 53.52 seconds. The *PGA* and predominant period of this earthquake are 0.5g and 0.556 seconds respectively. And finally Elcentro earthquake has a strong motion duration of about 12.1 seconds. Its *PGA* and predominant period are 0.32g and 0.555 seconds, respectively. Predominant periods of the ground motions are calculated from predominant frequency content of the same ground motions, which is quantified by plotting Fourier Amplitude Spectrum (*FAS*) and Power Spectrum Density (*PSD*), using Finite Fourier Transform (*FFT*). Figures (1b) and (1c) show the acceleration time history of these earthquake components and corresponding spectrums together with appropriate Iranian 2800 design spectrum.

### 4. Method of Estimating Inelastic Demands

Few researchers have investigated the methods of estimating *MDOF* inelastic seismic demands. Their efforts can be categorized into following three main groups:

- ❖) Methods based on equivalent linear structures. Demands of an inelastic *MDOF* system are estimated from an elastic analysis of an equivalent *MDOF* system called "substitute structure" [10]. In order to gain such a linear structure, stiffness of potential inelastic elements of the original structure is reduced and their effective damping is increased. Empirical relations are presented to compute these equivalent properties.
- ❖) Methods based on equivalent *SDOF* systems.

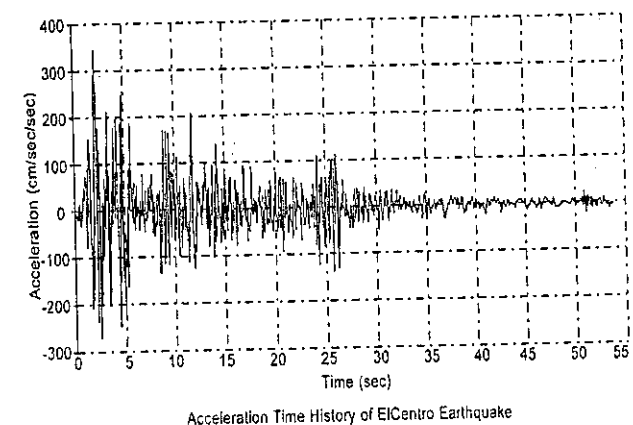
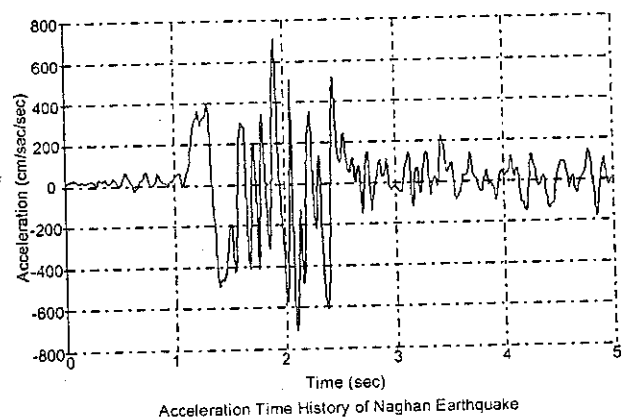
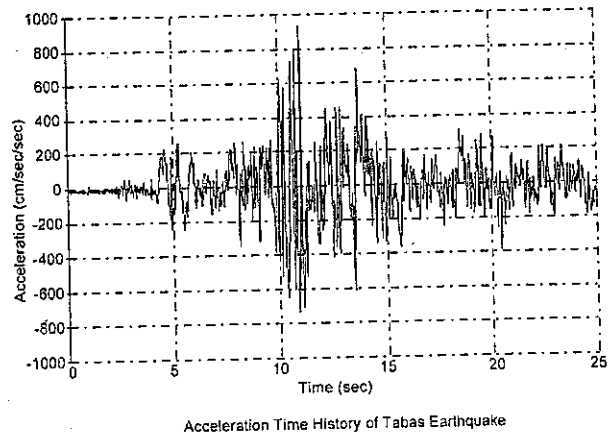
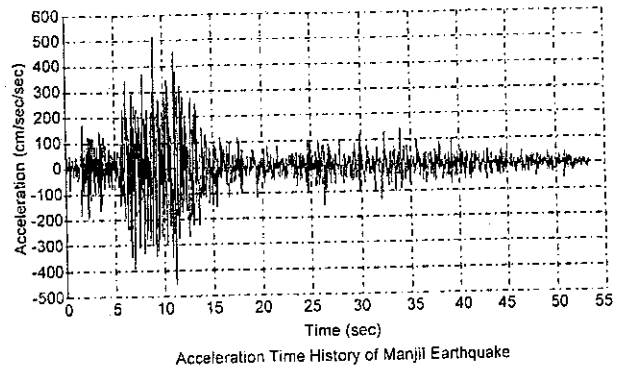


Figure 1b. Acceleration time histories of earthquake components.

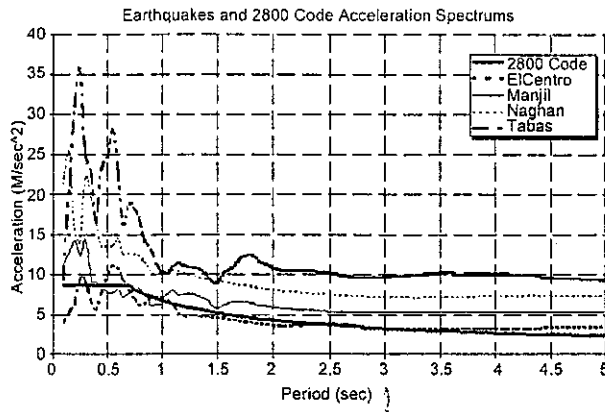


Figure 1c. Acceleration spectrum of the related earthquake and design spectrum of Iran seismic code (2800).

The response of *MDOF* system is controlled by a single mode and the shape of this mode remains constant throughout the time history. Although both assumptions are not always correct, some studies conducted by several researchers [11, 12, 13, 14, 15] have indicated that they may lead to rather good predictions of maximum seismic response of many *MDOF* systems.

- ❖ Methods based on using inelastic response spectral, with elastic modal combination methods (i.e. *SRSS* and *CQC*) to compute the seismic demands of inelastic *MDOF* systems [16, 17]. Although this method has no theoretical justification, it is expected to approximate the overall inelastic behavior of *MDOF* systems. The studies carried by some researchers [18, 19] have shown that the results of this method may need to be modified to take into account the local concentration of inelastic effects and special effects due to near source motions.

In this paper, the quantification of seismic demands for an *MDOF* system is conducted through a comparative evaluation of inelastic dynamic response of *MDOF* frames and their equivalent *SDOF* systems and presenting modification factors to the response of *SDOF* systems. Thus for each of the *MDOF* frames, an equivalent *SDOF* system is defined. The properties of these equivalent *SDOF* systems are set such that the weight of the *SDOF* system is the same as the total weight of the original *MDOF* frame and the period of vibration and damping ratio of *SDOF* system are the same as the fundamental mode properties of the *MDOF* frame. The main reason of difference between the response of an inelastic *MDOF* frame and its equivalent *SDOF* system is the

contribution of higher modes in the response of *MDOF* system. However, other structural characteristics such as the global mode of deformation, distribution of strength and stiffness over the height of the structure, structural system redundancy, mode of failure at both element and global levels and finally the torsional affects can also affect the difference of responses between *MDOF* systems and their equivalent *SDOF* ones.

### 5. Higher Mode Effects in Elastic Analysis

The maximum effect of each mode is determined by considering the period of vibration of various modes of the frames and making use of the design response spectrum. Then these maximum effects are combined using square root of sum of squares (*SRSS*) method to obtain the required response in the frames. In each one of the perpendicular directions at least the first three modes of vibration, or all the modes of vibration with a period of more than 0.4 seconds, or all first *N* modes that sum of their modal mass participation factors is more than 90 percent. The greater one is taken into consideration. Modal properties of the frames are shown in Table (1).

It can be observed that normalized first mode modal masses (represented by  $W_1^*/W$  in percent) decrease with increasing number of stories (period) which indicates the importance of higher mode effects in highrise frames. For the same reason, the number of modes required for analysis, increases with number of stories or the fundamental periods.

Various linear seismic responses of a frame *R* are

Table 1. Designed *MDOF* Frame Modal Properties.

Frame Type	N4b3	N10b3	N15b3	N20b3	N25b3
$T_1(\text{Sec})$	1.24	1.95	2.51	3.12	3.70
$T_2(\text{Sec})$	0.436	0.74	1.00	1.22	1.43
$T_3(\text{Sec})$	0.264	0.43	0.59	0.76	0.86
$T_4(\text{Sec})$	0.176	0.30	0.41	0.53	0.60
$T_5(\text{Sec})$	-----	0.23	0.32	0.40	0.45
$PF_1$	1.305	1.397	1.484	1.533	1.556
$PF_2$	-0.489	-0.587	-0.729	-0.867	-0.880
$PF_3$	0.289	0.309	0.382	0.513	0.504
$PF_4$	-0.105	0.212	0.285	0.318	0.312
$PF_5$	-----	-0.180	-0.181	-0.212	-0.278
$W_1^*/W(\%)$	79.94	75.99	70.98	67.15	66.28
$W_2^*/W(\%)$	13.65	12.41	14.43	14.58	15.28
$W_3^*/W(\%)$	3.85	4.55	5.02	6.01	5.93
$W_4^*/W(\%)$	2.56	2.62	2.71	3.55	3.11
$W_5^*/W(\%)$	-----	1.22	1.59	1.84	1.81
Number of Modes Required for Analysis	3	3	4	5	5

influenced by higher mode effects differently. In this paper, higher mode effects on roof shear  $V_{roof}$ , base shear  $V_{base}$  and roof displacement  $U_{roof}$  are investigated. The higher model Eq. (1) is considered as a criteria to evaluate the error caused by eliminating modes higher than one.

$$\alpha_R^{el} = \frac{R_N - R_1}{R_N} \times 100 \quad (1)$$

$\alpha_R^{el}$  is the percentage of higher mode effect in response  $R$  of an  $N$  story frame.  $R_1$  and  $R_N$  are the linear spectral response  $R$  of the frame (i.e.  $V_{roof}$ ,  $V_{base}$  and  $U_{roof}$ ) considering 1 and  $N$  modes of vibrations, respectively.

For each of the frames, linear seismic spectral responses i.e.  $V_{roof}$ ,  $V_{base}$  and  $U_{roof}$  are calculated once using all the  $N$  required modes of vibrations and another time using only the first mode of vibration. The percentage of higher mode effect in each response for each of the frames is then calculated using Eq. (1). Figure (2) shows how the higher mode effect factor  $\alpha_R^{el}$  varies with the first period  $T_1$  of each frame for different spectral responses.

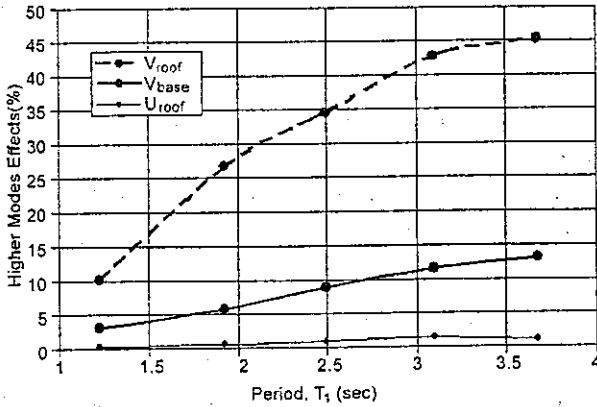


Figure 2. Higher mode effects on roof shear, base shear and roof displacement of frames (%), linear spectrum analyses.

It can be seen that the percentage of higher mode effects in different responses of the frames increases with increasing period which indicates the importance of higher modes in high rise frames. On the other hand for a certain frame, roof shear is affected by higher modes more than the other two responses and roof displacement takes the least affect (i.e.  $\alpha_{V_{roof}}^{el} > \alpha_{V_{base}}^{el} > \alpha_{U_{roof}}^{el}$ ). For example about half of the overall roof shear response in the frame n25b3 (45.3%) is allocated to higher

modes while this percentage for base shear and roof displacement responses decreases to 13.06% and 1.16%, respectively.

The above results were only presented for 3 bay frames. Higher mode effects modification factors are also calculated for 20 storey frames with 1, 2, 3 and 5 bays in order to investigate the effects of number of bays. The higher mode effect modification factor is computed for each response of these frames (n20-b1, n20-b2, n20-b3 and n20-b5). The results are shown in Figure (3).

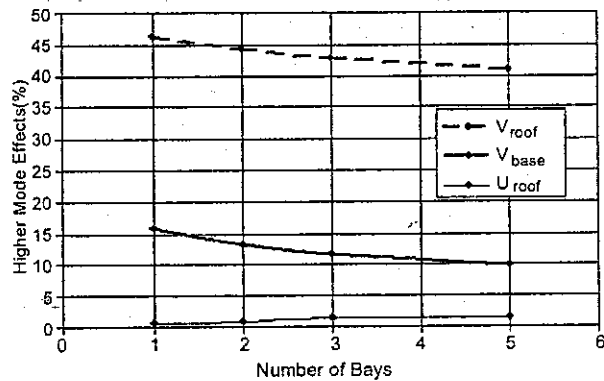


Figure 3. Influence of number of bays in higher mode effects on roof shear, base shear and roof displacement of 20-story frames.

It is observed that the trend of higher mode effects on different responses holds true for all number of bays. Higher mode effects in responses of roof shear and base shear is reduced with increasing number of bays. An opposite trend was concluded for roof displacement response.

Elastic first mode spectral displacement can be used to estimate the roof elastic displacement demands of MDOF frames using the elastic displacement demand modification factor  $\alpha_{disp}^{el}$  as defined by Eq. (2)

$$\alpha_{disp}^{el} = \frac{\delta_t^{el}}{\delta_{SDOF}^{el}} \quad (2)$$

Where  $\delta_t^{el}$  is the maximum roof displacement demand of an elastic MDOF frame under a particular earthquake calculated by linear dynamic time history analysis. And  $\alpha_{disp}^{el}$  is the elastic first mode displacement obtained from response spectrum of the same earthquake. Thus the maximum roof displacement of an elastic MDOF frame is related to the elastic first mode spectral displacement. Variation of  $\alpha_{disp}^{el}$  computed for each of the five frames under the different four earthquakes, together with variation of

the first mode participation factors ( $PF_1$ 's) of the frames are shown in Figure (4).

It can be seen that the mean values of  $\alpha_{disp}^{el}$  amplification factors for different records are in good agreement with  $PF_1$  factors. On the other hand,  $\alpha_{disp}^{el}$  factors increase with increasing fundamental period, and their variation is similar to  $PF_1$  factors. This means that maximum elastic roof displacement demand of an  $MDOF$  frame can be estimated by the product of elastic first mode spectral displacement by first mode participation factor.  $PF_1$  factors are actually applied to account for higher mode effects. The compatibility of  $PF_1$  and  $\alpha_{H,M}^{d,el}$  factors was also concluded in other studies [21-22].

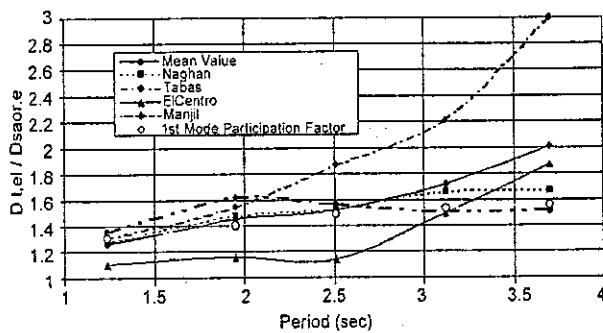


Figure 4. Elastic normalized roof displacement demands-frame structures.

The important note in this process is to evaluate fundamental period of the structures. Design codes usually underestimate the period of  $SMRF$ s and consequently elastic spectral displacements ( $S_d$ ) are underestimated too. Thus, it is strongly recommended to compute fundamental period of the structures through eigen value analysis in order to get relatively justified estimations of maximum roof displacement demands in elastic  $MDOF$  frames.

### 6. Higher Mode Effects on Strength Reduction Factors of $MDOF$ Frames

Linear analyses are unable to predict the nonlinear behavior of the structures under strong earthquake excitations. A rational design concept should compare the evaluated ductility reserves of the structure with ductility demands evaluated for appropriate ground motion by nonlinear time history analysis. Seismic codes allow the structures to behave inelastically when subjected to strong earthquake ground motions. Nonlinear behavior of the structures in inelastic range results in the reduction of effective lateral forces. This reduction in design forces is applied through strength

reduction factors  $R_\mu$ . In this paper, at first, nonlinear effects of  $SDOF$  systems are investigated using  $R_\mu$  factors and then a modification factor  $\alpha_{H,M}^V$  is defined to account for higher mode effects in strength reduction factor of  $MDOF$  frames.

$SDOF$  strength reduction factors  $R_\mu$  that take into account the nonlinear behavior of these systems are defined by Eq. (3)

$$R_\mu = \frac{V_{SDOF}^{el}}{V_{SDOF}^\mu} \tag{3}$$

Where  $V_{SDOF}^{el}$  is the elastic strength demand of  $SDOF$  system and  $V_{SDOF}^\mu$  is the minimum strength demand required to keep displacement ductility demand of  $SDOF$  system less than a predetermined value of target ductility  $\mu$ . Figure (5a) illustrates how  $R_\mu$  varies in different frames with the period of first mode of vibrations of the frames under different earthquake loading and for different values of  $\mu$ . Figure (5b) shows the variation of the mean values.

The results indicate that  $R_\mu$  factors increase with the increase in first natural period of vibration  $T_1$  and with increase in level of ductility  $\mu$ . The greater  $R_\mu$  factors for large ductility values are due to the fact that these factors account for inelasticity in  $SDOF$  systems. Thus, they must increase in high levels of ductility to cause more reductions in design forces.

Due to the participation of higher modes,  $R_\mu$  factors as defined by Eq. (3) can not be used as  $MDOF$  strength reduction factors. In order to account for higher modes effect,  $\alpha_{H,M}^V$  modification factor is defined by Eq. (4)

$$\alpha_{H,M}^V = \frac{V_{MDOF}^\mu}{V_{SDOF}^\mu} \tag{4}$$

Where  $V_{MDOF}^\mu$  and  $V_{SDOF}^\mu$  are the minimum lateral strengths required to limit the ductility ratio of  $MDOF$  and  $SDOF$  systems to target values.

The strength demand of an  $SDOF$  system with ductility  $\mu$ , is multiplied by the modification factor  $\alpha_{H,M}^V$  to get the lateral strength demand of the original  $MDOF$  frame with the same level of ductility  $\mu$ . On the other hand,  $1/\alpha_{H,M}^V$  represents a modification factor to  $SDOF$  strength reduction factors  $R_\mu$ , to be applied to original  $MDOF$  frames. Thus the introduced modification factors must be applied to  $R_\mu$ ,  $\gamma$  and  $\mu$  factors, which are drawn from analytical results, in order to account for higher mode effects and not to the presently used reduction factors in codes of practices.

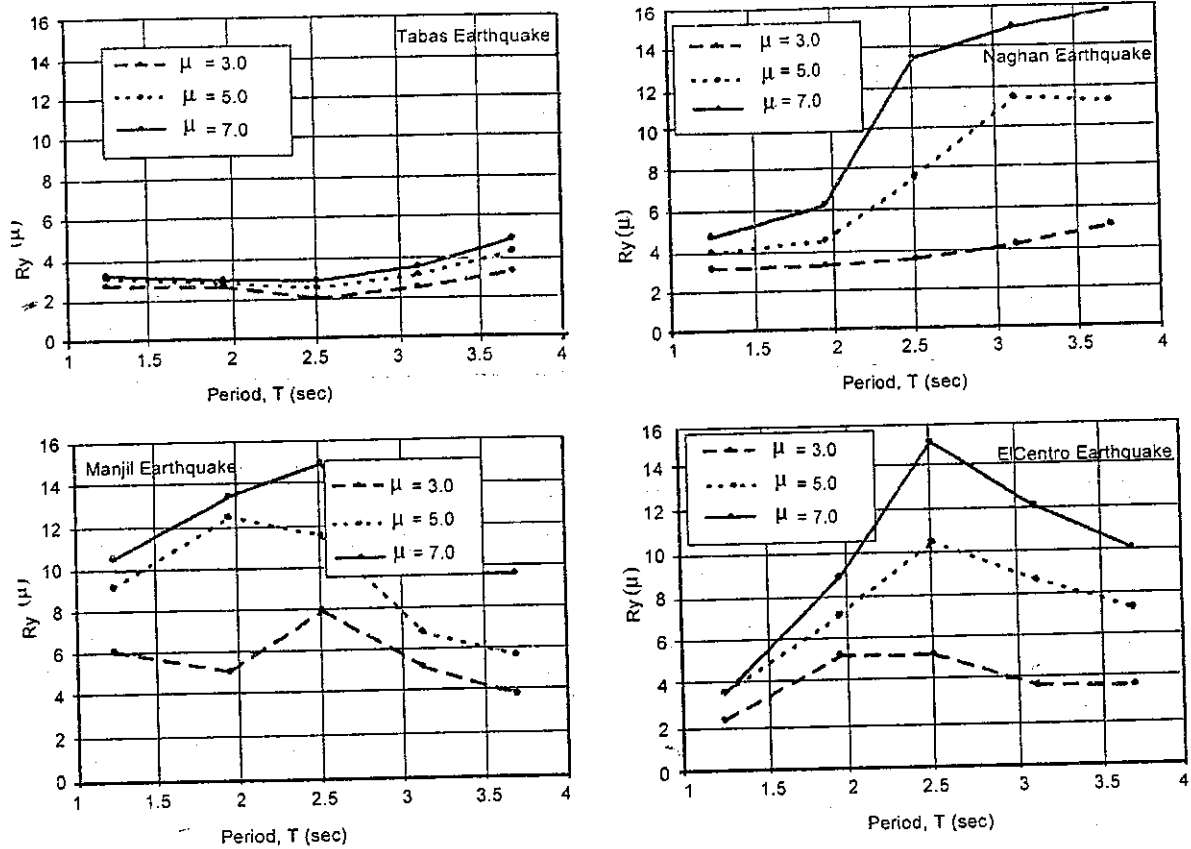


Figure 5a. SDOF strength reduction factors.

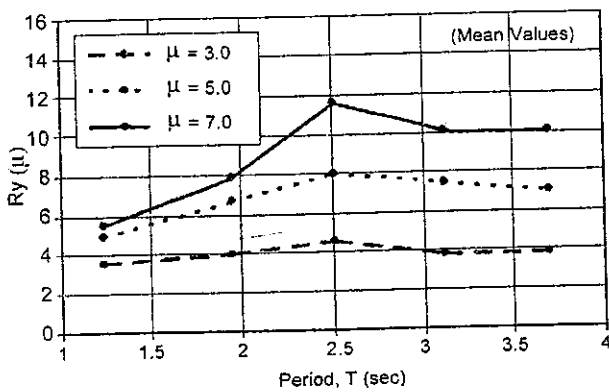


Figure 5b. SDOF mean strength reduction factors.

In this study,  $\alpha_{H.M}^V$  modification factors for each of the five frames are computed under the four different earthquakes and with three different target ductility values of 3, 5 and 7. Figure (6a) illustrates how  $\alpha_{H.M}^V$  modification factors varies with the first natural period of each frame  $T_1$  for different ductility  $\mu$ . Figure (6b) shows the variation of the mean values.

It can be observed that  $\alpha_{H.M}^V$  factors always increase with increase in period  $T_1$ , indicating the importance of higher modes in strength demands of MDOF frames. They are also usually incremental

with level of ductility. These factors are higher than unity in all cases and for n25b3 frame, values as large as 4 have also been observed under certain records.

Estimation of interstory and global drift demands is of great significance in seismic design of SMRFs because their excess from allowable limits would cause great damage in both structural and nonstructural components. The distribution of drift demands in frames' height and the relationship between maximum story drift and global drift demands are investigated. The frames with three different levels of structural yield strength  $\mu_{SDOF}$  of 3, 5 and 7 are subjected to the four different earthquakes. Nonlinear dynamic time history analysis are conducted and interstory drift angles (i.e. storey drift over storey height) and global drift angles (Roof drift over total height of frame) are calculated. The corresponding results for the 20-story frame are shown in Figures (7a) and (7b).

The distribution of drift demands in the structures, responding predominantly in their first mode, is rather uniform over their height. As can be seen from Figures (7a) and (7b), the distribution of story drift demands over the height of the 20-story frame is



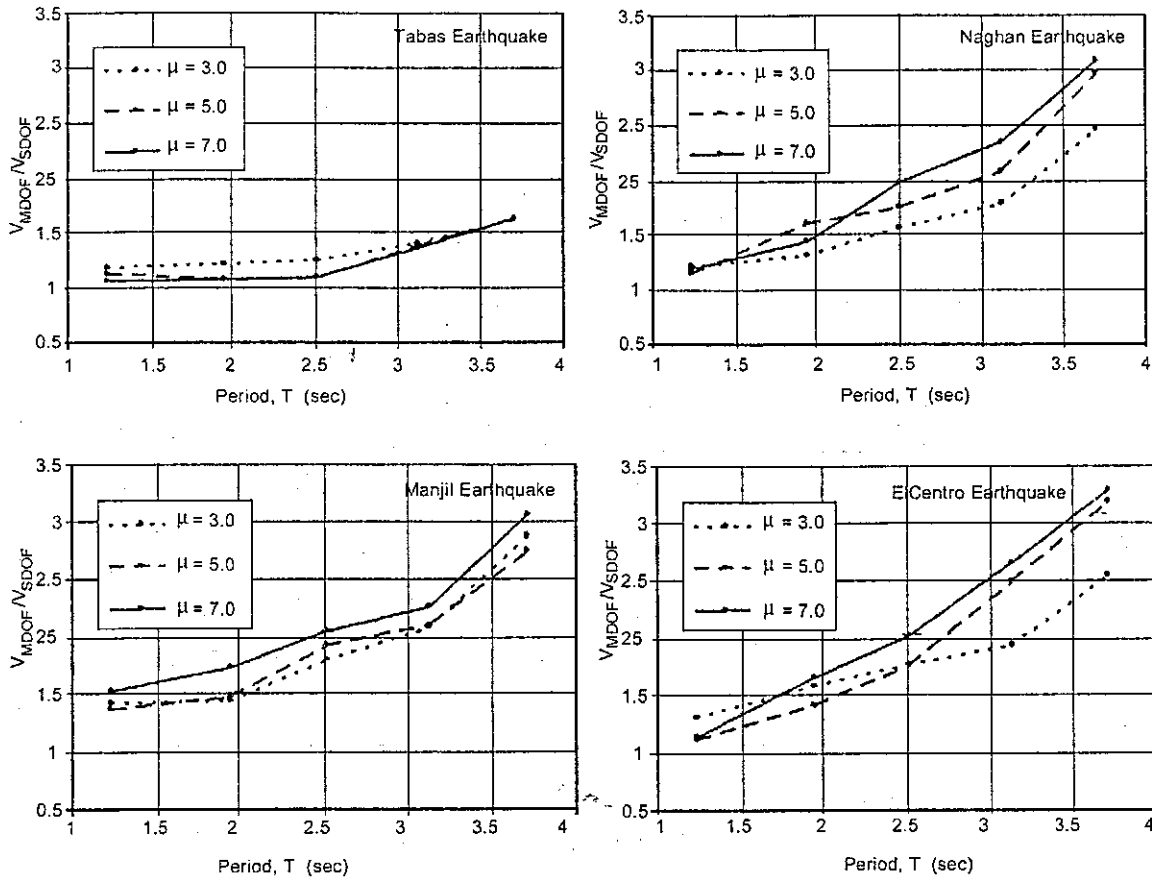


Figure 6a. MDOF modification factor for base shear (strength) demands.

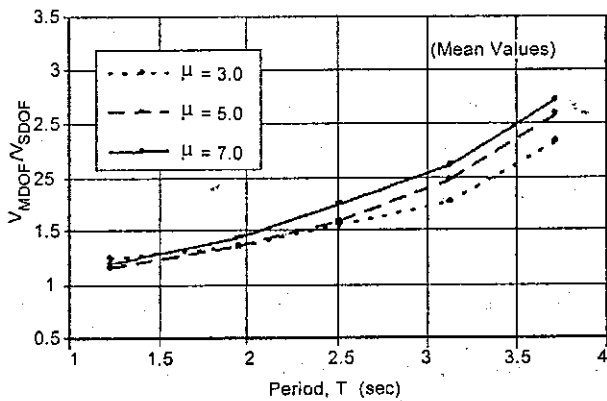


Figure 6b. Mean MDOF modification factor for base shear (strength) demands.

not uniform, specially in higher stories that shows a sudden amplification. Sudden amplification of story drift in lower stories of a structure is due to  $P-\Delta$  effects, while the occurrence of such an amplification in top stories is attributed to higher mode effects. Maximum story drift angle, has been observed larger than global drift angle under all earthquakes and for all values of  $SDOF$  ductility, in 20-story frame,

see Figures (7a) and (7b). The same result is observed in all the other frames.

### 7. Higher MODF Effects on Story Drift and Ductility Demands of MDOF Frames

Yield story drift  $\delta_{y,i}$  is computed using pushover analysis of story  $i$  such that all the nodes beneath the considered story are fixed by hinge supports and a lateral load is applied to the story roof incrementally. The consequent story drift corresponding to the formation of the first plastic hinge in the story is then yield story drift ( $\delta_{y,i}$  dynamic story ductility of the frames under different earthquake records were computed for  $\mu_{SDOF}$  values of 3, 5 and 7 using Eq. (5))

$$\mu_{s,i} = \frac{\max\{\delta_{s,max}^+, |\delta_{s,max}^-|\}}{\delta_{y,i}} \quad (5)$$

Where  $\mu_{s,i}$  is dynamic ductility ratio of story  $i$  and  $\delta_{s,max}^+$ ,  $\delta_{s,max}^-$  and  $\delta_{y,i}$  are the maximum positive, the maximum negative and the yield story drifts, respectively.

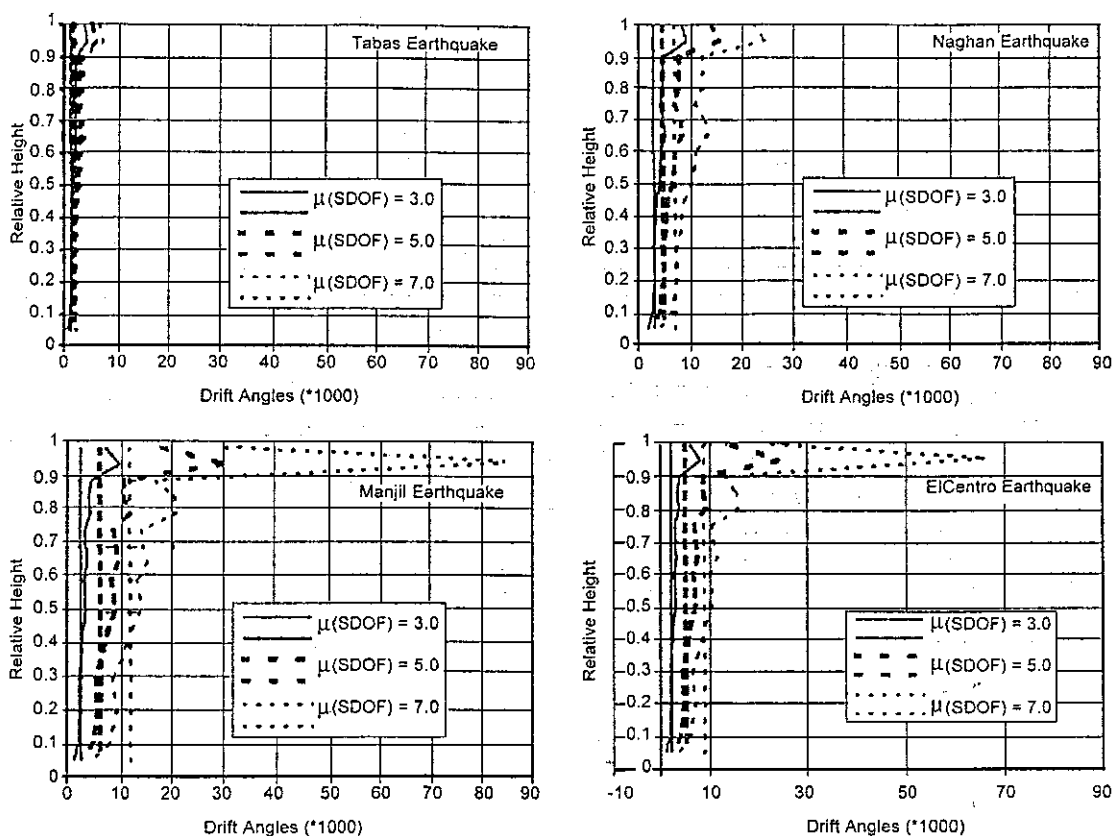


Figure 7a. Inter story and global drift demands of 20-story frame.

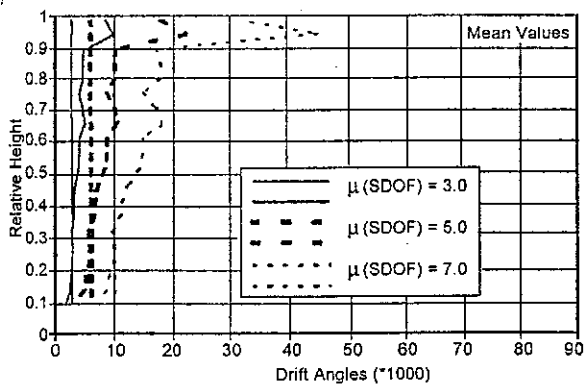


Figure 7b. Inter story and global drift demands of 20-story frame (mean values).

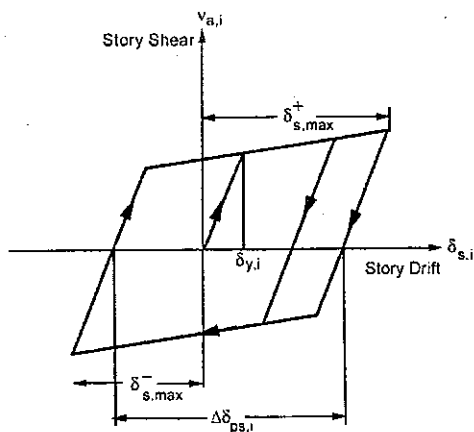


Figure 8. Story shear vs. story drift response.

These parameters are illustrated in Figure (8), schematically. In this study, the ductility of *MDOF* frames is defined as story ductility which was defined by Eq. (5). Yield story drift ( $\delta_{y,i}$ ) is computed from pushover analysis of story *i* such that all the nodes beneath the considered story are fixed by hinge supports and a lateral load is applied to the story roof, incrementally. The consequent story drift corresponding to the formation of first plastic hinge in the story is then yield story drift ( $\delta_{y,i}$ ).

Figure (9a) shows the distribution of story dynamic ductility demands over the height of 20-story frame under different earthquakes. Figure (9b) shows the variation of the mean values.

As can be seen there is a sudden amplification in dynamic ductility demands of higher stories in 20-story frame that can be ascribed to higher mode effects. The same trend was observed for story drift demands. Distribution of story drift and its variation trend in the height of a structure is generally closely

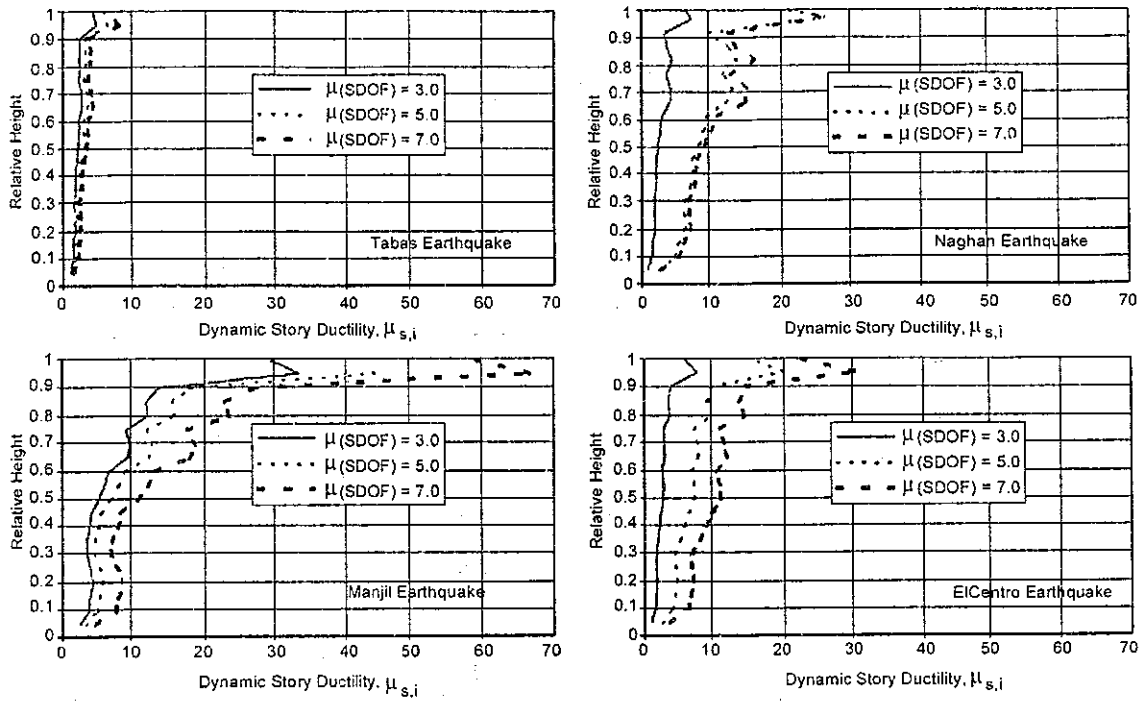


Figure 9a. Story dynamic ductility ratios of 20-story frame.

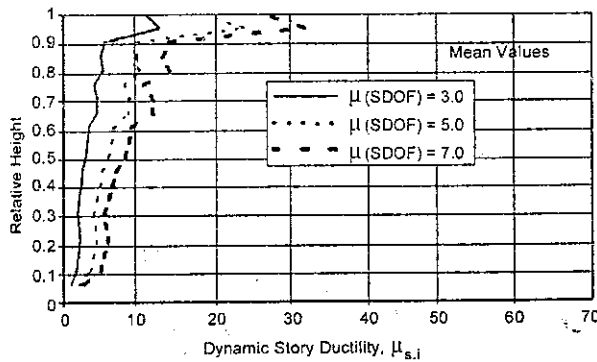


Figure 9b. Story dynamic ductility ratios of 20-story frame (mean values).

related to the story ductility demands of the same structure.

The difference between story and roof drift angles can be a parameter for evaluation of higher mode effects on maximum story drift demand. If a structure is not affected by higher modes and its behavior is controlled by one mode in linear state, the story and roof drift angles are expected to be equal according to the following equation

$$\frac{\delta_i}{h_i} = \frac{\delta_i}{h_i} \quad (6)$$

It was observed from Figure (7) that the distribution of story drift demands over the height is not uniform, specially in higher stories that shows

a sudden amplification. Sudden amplification of story drift in lower stories of a structure is mostly due to  $P-\Delta$  effects while the occurrence of such an amplification in top stories is mostly attributed to higher mode effects. Therefore in reality Eq. (6) is just valid in idealized situation. This equation doesn't hold true in reality, even in the linear range and for a structure vibrating in a single mode and as was mentioned before it is just valid in idealized situation. The differences between roof drift and story drift angle cannot be attributed only to higher mode effects, but it can be said that higher modes have a direct effect in this regard. The  $\alpha_{H,M}^d$  factor is defined by Eq. (7) in order to evaluate higher mode effects on maximum story drift demand

$$\alpha_{H,M}^d = \frac{\delta_{s,max} / h_i}{\delta_i / h_i} \quad (7)$$

$\alpha_{H,M}^d$  factors were computed under different records for each value of  $\mu_{SDOF}$  (3, 5 and 7). The results are illustrated against  $T$  and  $\mu_{SDOF}$  in Figure (10a), separately. Figure (10b) shows the variation of the mean values.

It is observed that  $\alpha_{H,M}^d$  factors increase with increasing period and level of  $SDOF$  ductility, indicating the importance of higher mode effects. The ratio of average interstory drifts to roof drift angles is usually greater than unity. The reason is that maximum story drifts of a frame under any earthquake

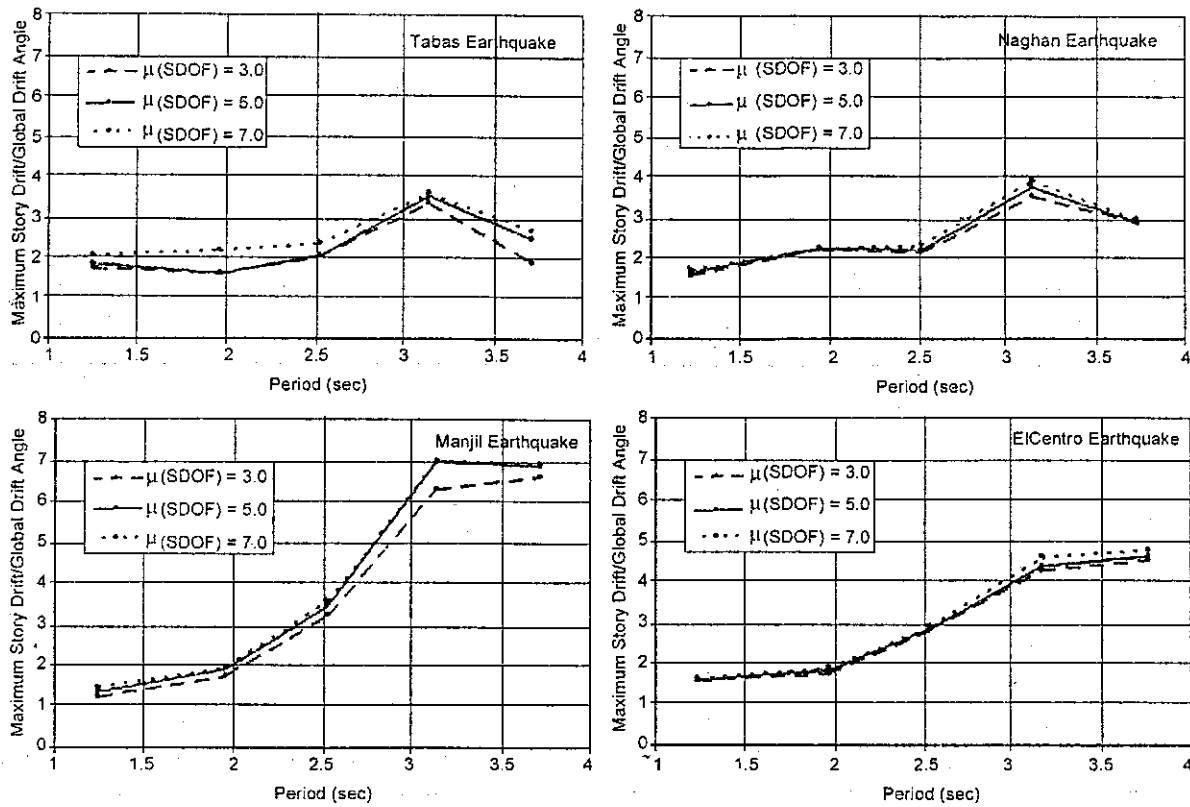


Figure 10a. Higher mode effects on maximum story drift angle demands.

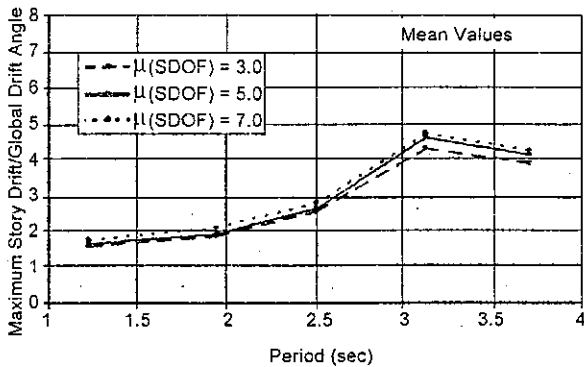


Figure 10b. Higher mode effects on maximum story drift angle demands (mean values).

do not occur simultaneously and sum of maximum story displacements is always larger than roof displacement under a certain earthquake. Thus in order to estimate maximum story drift of a frame by pushover analysis, target displacement is required to be taken larger than roof displacement under design earthquake. This case is intensified for significant contribution of higher modes. In other words, maximum story drift demand is underestimated by Pushover analysis.

Due to the close relationship between story drift

and ductility demands, higher mode effects on maximum story dynamic ductility are almost similar to those for maximum story drift demands. The following factor is defined to evaluate these effects

$$\alpha_{H.M}^{\mu} = \frac{\mu_{s,max}}{\mu_{SDOF}} \quad (8)$$

Where  $\mu_{s,max}$  is the maximum story dynamic ductility ratio in MDOF frame and  $\mu_{SDOF}$  is the equivalent SDOF ductility ratio. Maximum story ductility of an MDOF frame can then be related to SDOF ductility through this factor which refers to higher mode effects on maximum story dynamic ductility ratio in an MDOF frame.

$\alpha_{H.M}^{\mu}$  factors were computed under different earthquakes and for  $\mu_{SDOF}$  values of 3, 5 and 7. The corresponding results are shown in Figure (11a). Figure (11b) shows the variation of the mean values.

It can be seen that the amplification of maximum story ductility demand in an MDOF frame, relative to equivalent SDOF ductility (represented by  $\alpha_{H.M}^{\mu}$ ), mostly increases with increasing period and SDOF ductility. This indicates the importance of higher mode effect on maximum story ductility demand in high rise frames and higher SDOF ductility levels.

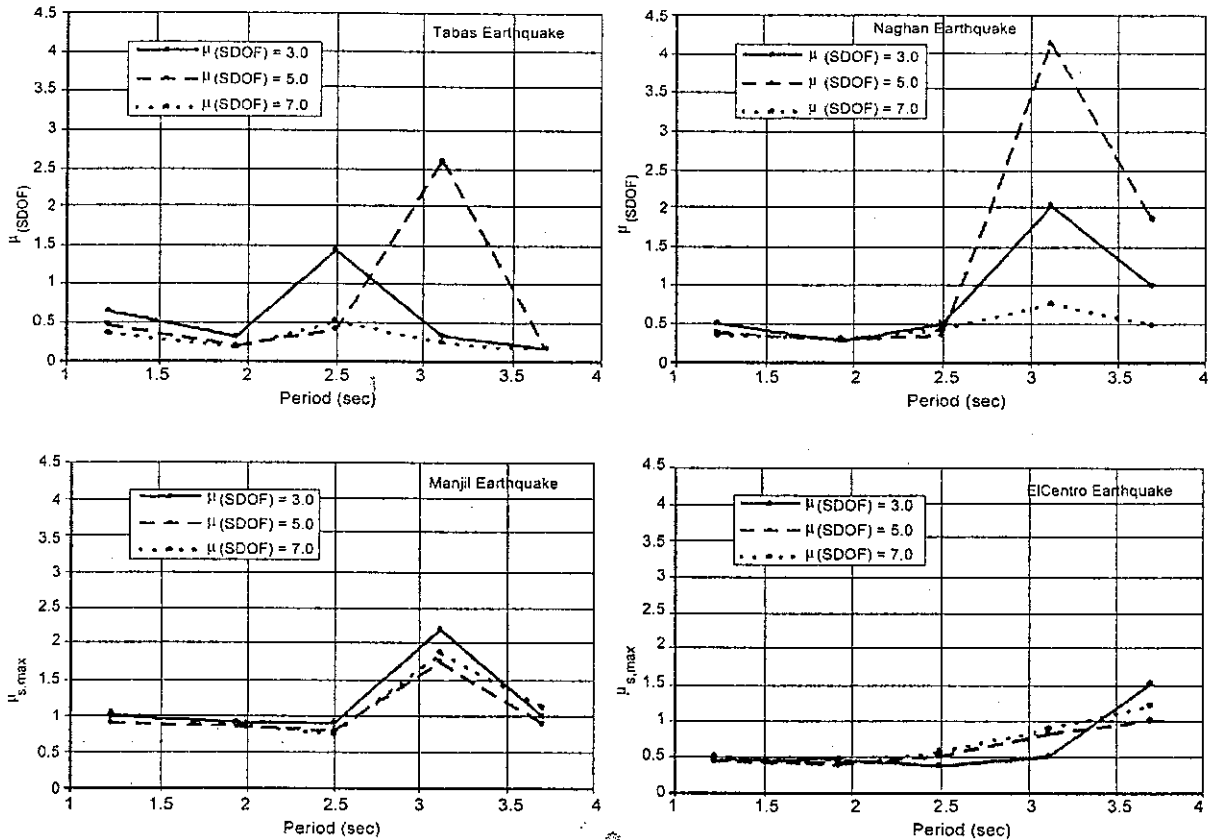


Figure 11a. Higher mode effects on maximum story ductility demands.

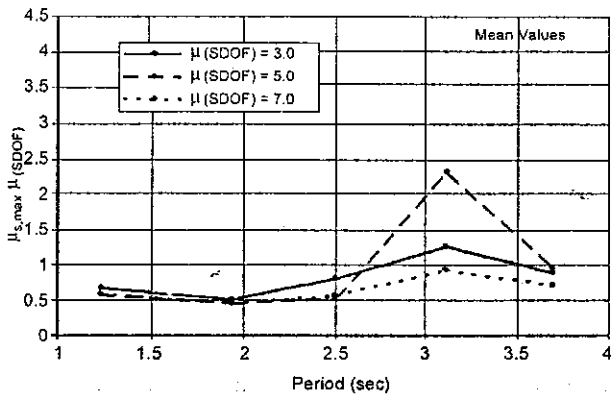


Figure 11b. Higher mode effects on maximum story ductility demands (mean values).

8. Conclusions

The purpose of this study was to investigate higher mode effects on different responses of *MDOF* steel moment-resisting frames under seismic motions. In this regard, some modification factors were defined to estimate seismic demands of *MDOF* frames from equivalent *SDOF* systems. The following conclusions are drawn from different parts of this study:

- A) Higher mode effects in elastic analysis:
- The percentage of higher modes' participation

in all responses of *MDOF* frames increases with number of stories (Fundamental period).

- Among different responses of an *MDOF* frame, roof shear is the most influenced by higher modes and base shear response is in the next order. Roof displacement is not that much affected by higher modes. Force responses are generally more dependent on higher mode affects rather than deformation responses.
  - The percentage of higher mode effects in force responses decrease with a rise in the number of bays, while the opposite trend was observed for deformation responses.
  - The ratio of roof elastic displacement of an *MDOF* frame to elastic first mode spectral displacement, defined as  $\alpha_{H,M}^{d,el}$  can be approximated by  $PF_1$  factors. These factors always increase with an increase in period.
- B) Strength reduction factors of *MDOF* frames:
- $R_\mu$  factor, which accounts for inelasticity in *SDOF* systems, always increases with increasing target ductility and mostly with structural period.
  - Strength reduction factors of *MDOF* frames,

can be computed by multiplying  $R_{\mu}$  by  $1/\alpha_{H.M.}^V$  modification factor which takes the higher mode effects into account.

- Base shear higher modes modification factors always increase with increase in fundamental period of frames and mostly increase with increase in target ductility.

C) Higher mode effects on maximum story drift and ductility demand:

- Vertical distribution of story drift and ductility in height of the frames show sudden increase in higher stories. The reason is the contribution of higher modes which is of more significance for long-period frames.
- $\alpha_{H.M.}^d$  modification factor, which is a criteria of higher mode effects on maximum story drift demands, mostly increases with a rise in period and level of SDOF ductility. In other words, the difference between maximum story and global drift demands increases in long-period structures.
- $\alpha_{H.M.}^u$  modification factors, implying higher mode effects on maximum story ductility demand, mostly increase with period and level of SDOF ductility, which indicates the importance of higher modes.

References

1. Miranda, E. and Bertero, V. (1994). "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*, **10**(2).
2. Veletsos, A.S. and Vann, P. (1971). "Response of Ground-Excited Elastoplastic Systems", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **97**.
3. Nassar, A. and Krawinkler, K. (1991). "Seismic Demands for SDOF and MDOF", Report No. 95, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
4. Humar, J. and Rahgozar, M. (1996). "Application of Inelastic Response Spectral Derived from Seismic Hazard Spectral Ordinates for Canada", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **23**.
5. Seneviratna, G.D. and Krawinkler, H. (1997). "Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design", Report No. 120, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
6. Gupta, A. (1998). "Seismic Demands for Steel Moment Resisting Frame Structures", Ph.D. Dissertation to be Submitted to the Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
7. Santa-Ana, P. and Miranda, E. (2000). "Strength Reduction Factors for Multi-Degree-of-Freedom Systems", *12WCEE*, Index 1446, 1-8.
8. Daneshjoo, F. and Gerami, M. (2001). "Effects of Different Parameters on Over Strength of Tall Steel Moment-Resisting Frames Under Earthquake", *International Conference on Tall Buildings*, Iran, 153-164.
9. Daneshjoo, F. and Gerami, M. (2001). "Higher Mode Effects on Seismic Behavior of Tall Buildings", *International Conference on Tall Buildings*, Iran, 165-176.
10. Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976). "Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **102**(ST1).
11. Saïidi, M. and Sozen, M.A. (1981). "Simple Non Linear Seismic Analysis of R/C Structures", *J. of the Structural Division, ASCE*, **107**(ST5), 937-951.
12. Fajfar, P. and Fischinger, M. (1988). "N2-A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings", *Proceedings of 9WCEE*, **5**, Tokyo, Japan, 111-116.
13. Qi, X. and Moehle, J.P. (1991). "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 91/02, University of California, Berkeley.
14. Miranda, E. (1991). "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings", Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
15. Lawson, R.S., Vance, V., and Krawinkler, H. (1994). "Nonlinear Static Push-Over Analysis-Why, When, and How?", *Proceedings of the 5<sup>th</sup> U.S. Conference in Earthquake Engineering*, Chicago, **1**, 283-292.
16. ATC-2 (1974). "An Evaluation of a Response Spectrum Approach to Seismic Design of Buildings", Applied Technology Council.

17. Bertero, V.V. and Kamil, H. (1974). "Nonlinear Seismic Design of Multistory Frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(4).
18. Anagnostopoulos, S.A., Haviland, R.W., and Biggs, J.M. (1978). "Use of Inelastic Spectra in Aseismic Design", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104(ST1).
19. Bertero, V.V., Herrera, R.A., and Mehin, S.A. (1976). "Establishment of Design Earthquakes-Evaluation of Present Methods", *International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, St. Louis.
20. Prakash, V. and Powell, G. (1993). "Drain-2DX, Version 1.10", Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
21. Seneviratna, G.D.P.K. (1995). "Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design", Ph.D. Dissertation to be submitted to the Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
22. Gupta, A. and Krawinkler, H. (2000). "Behavior of Ductile SMRFS at Various Seismic Hazard Levels", *J. Struct. Eng.*, 98-107.

# طراحی سازه‌های فولادی

مرویش AISC-LRFD

از کتیب حسن امیری پور  
در تهر دانشجو

۱۳۷۷



## فهرست مطالب

صفحه

عنوان

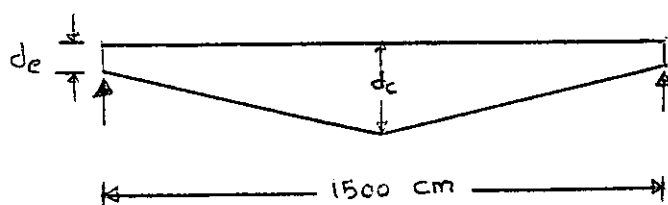
- |         |                                   |
|---------|-----------------------------------|
| ۱.....  | ۱- طراحی تیر با ارتفاع متغیر..... |
| ۱۰..... | ۲- طراحی تیر ورق.....             |
| ۳۵..... | ۳- طراحی تیر مفتل.....            |
| ۴۲..... | ۴- طراحی تیر-ستون.....            |
| ۴۸..... | ۵- منابع.....                     |

# ● طراحی تیر با ارتفاع متغیر

• مطلوب‌ست طراحی یک تیر با ارتفاع متغیر یا دهانه ساده به طول ۱۵ متر که تحت بارهای گسترده یکنواخت زیر قرار دارد. تنش جاری شدن فولاد مصرفی ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

$w_D = 0.58 \text{ T/m}$  : بار گسترده یکنواخت مرده

$w_L = 0.315 \text{ T/m}$  : بار گسترده یکنواخت زنده

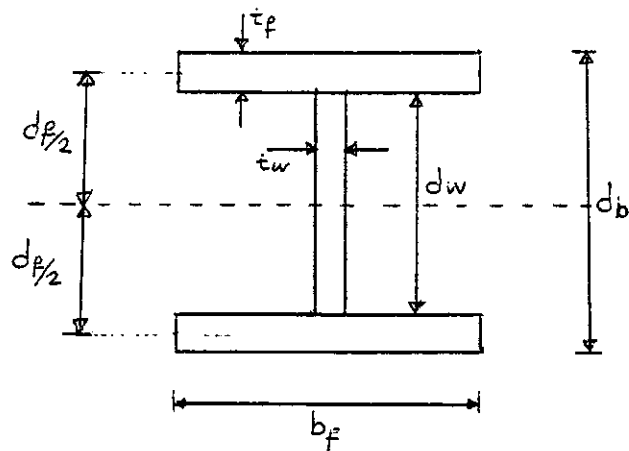


تعیین ارتفاع بحرانی و هندسه تیر

ارتفاع بحرانی در یک تیر با ارتفاع متغیر، به ارتفاع مقطعی از آن تیر اطلاق می‌گردد که در آن مقطع، ارتفاع واقعی تیر برابر یا حداقل ارتفاع لازم برای خمش می‌باشد. یک چنین مقطعی بالاترین تنش خمشی را در طول تیر خواهد داشت. اکنون یک تیر با تکیه‌گاه ساده که تحت یک بار گسترده می‌باشد در نظر می‌گیریم. نمودار لنگر خمشی را بدست آورده و از روی آن منحنی اساس مقطع و سپس منحنی حداقل ارتفاع لازم را بدست می‌آوریم. برای بدست آوردن شکل اصلی تیر در نقاط مختلف، بر این منحنی مماسهائی وارد می‌آوریم. ثابت می‌شود مماسی که در نقطه  $\frac{1}{4}$  طول دهانه رسم می‌گردد، تیری بدست می‌دهد که دارای حداقل وزن است.

مشخصات عمومی مقطع بحرانی بصورت زیر است:

$$Z_x = \sum AD = 2(t_f \cdot b_f \cdot d_f/2 + d_w/2 \cdot t_w \cdot d_w/4)$$



با فرض  $d_f = d_w$  خواهیم داشت:

$$Z_x = A_f \cdot d_w + t_w \cdot \frac{d_w^2}{4}$$

که در این رابطه  $Z_x$  اساس مقطع پلاستیک می باشد. سایر پارامترها در شکل بالا تعریف شده اند.

بطور معکوس اگر اساس مقطع لازم در دست باشد از روی آن می توانیم  $d_w$  را بصورت زیر بدست آوریم:

$$d_w^2 + \frac{4A_f}{t_w} d_w - \frac{4Z_x}{t_w} = 0$$

$$d_w = 2 \left( \sqrt{\left(\frac{A_f}{t_w}\right)^2 + \frac{Z_x}{t_w}} - \frac{A_f}{t_w} \right) \quad (1)$$

از طرفی داریم:

$$M_n = Z_x \cdot F_y \quad (2)$$

$$M_u \leq \phi M_n \Rightarrow M_n \geq \frac{M_u}{\phi} \quad (3)$$

از روابط (۲) و (۳) نتیجه می‌شود:

$$Z_x F_y \geq \frac{M_u}{\phi} \Rightarrow Z_x \geq \frac{M_u}{\phi \cdot F_y}$$

پس می‌توان گفت:

$$(Z_x)_{\min} = Z_x = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y} \quad (۴)$$

رابطه (۴) را در رابطه (۱) قرار می‌دهیم. خواصیم داشت:

$$d_w x = (d_w x)_{\min} = 2 \left( \sqrt{\left(\frac{A_f}{t_w}\right)^2 + \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot t_w}} - \frac{A_f}{t_w} \right) \quad (۵)$$

برای یک تیر با ارتفاع متغیر با تکیه گاه ساده که بار یکنواختی بر روی آن اثر می‌کنند داریم:

$$M_u = \frac{w_u \cdot x(L-x)}{2}$$

$$d_w x = 2 \left( \sqrt{\left(\frac{A_f}{t_w}\right)^2 + \frac{w_u x(L-x)}{2 \phi F_y t_w}} - \frac{A_f}{t_w} \right)$$

برای بدست آوردن زاویه مماس بر منحنی در نقطه بحرانی، مشتق  $d_w x$  را نسبت به متغیر  $x$  بدست می‌آوریم:

$$\theta = \frac{d d_w x}{d x} = \frac{2 \left( \frac{w_u(L-2x)}{2 \phi F_y t_w} \right)}{2 \sqrt{\left(\frac{A_f}{t_w}\right)^2 + \frac{w_u x(L-x)}{2 \phi F_y t_w}}} \quad (۶)$$

از طرفی داریم:

$$2 \sqrt{\left(\frac{A_f}{t_w}\right)^2 + \frac{w_u x(L-x)}{2 \phi F_y t_w}} = d_w x + \frac{2 A_f}{t_w}$$

بنابراین رابطه (۶) بصورت زیر ساده می‌شود:

$$\theta = \frac{w_u (L - 2\alpha)}{\phi F_y (t_w \cdot d w_x + 2A_f)} \quad (۷)$$

برای بارگسترده داریم:

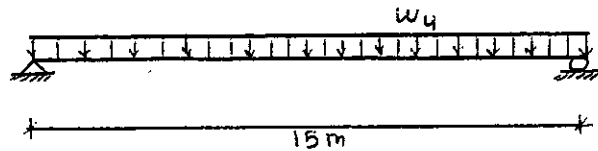
$$\alpha = \frac{L}{4}$$

در نتیجه از رابطه (۷) مقدار  $\theta$  را بدست می‌آوریم:

$$\theta = \frac{w_u (L - 2 \times \frac{L}{4})}{\phi F_y (t_w \cdot d w_x + 2A_f)}$$

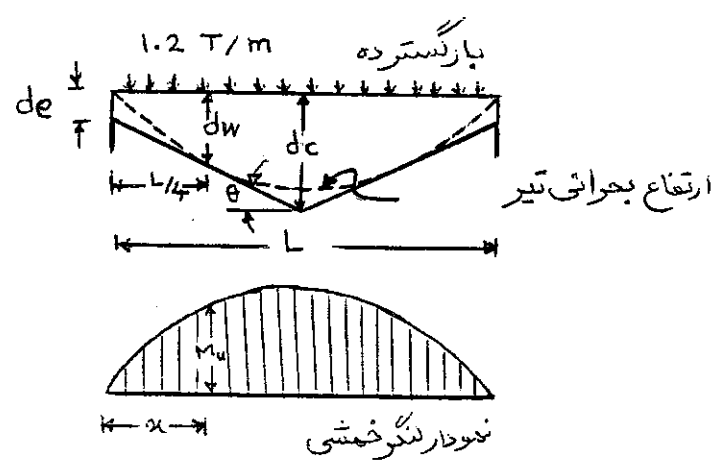
$$\theta = \frac{w_u L}{2 \phi F_y (t_w \cdot d w_x + 2A_f)} \quad (۸)$$

حال به حل مسئله مطرح شده می‌پردازیم:



$$w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 \times 0.58 + 1.6 \times 0.315 = 1.2 \text{ Ton/m}$$

$$(M_u)_{L/4} = \frac{1.2 \times 3.75 (15 - 3.75)}{2} = 25.3125 \text{ Ton.m}$$



مورد نیاز  $Z_x = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{25.3125 \times 10^5}{0.9 \times 2400} = 1171.9 \text{ cm}^3$

$\phi = 0.9$

IPE 400

$Z_x = 1308 \text{ cm}^3$  اساس مقطع پلاستیک

$t_w = 0.86 \text{ cm}$

$t_f = 1.35 \text{ cm}$

$b_f = 18 \text{ cm}$

$d_w = 40 - 2 \times 1.35 = 37.3 \text{ cm}$

$d_c = d_w + \frac{L}{4} \tan \theta$  ,  $d_e = d_w - \frac{L}{4} \tan \theta$

از رابطه (۸) داریم:

$\theta = \frac{1.2 \times 10 \times 1500}{2 \times 0.9 \times 2400 (0.86 \times 37.3 + 2 \times 1.35 \times 18)} = 0.052 \text{ Rad}$

$\theta = 2.96^\circ$

$$d_c = 37.3 + \frac{1500}{4} \tan 0.052 = 56.7 \text{ cm} \quad (\text{وسط دهانه})$$

$$d_e = 37.3 - \frac{1500}{4} \tan 0.052 = 17.9 \text{ cm} \quad (\text{انتها})$$

با توجه به اینکه لنگر در وسط دهانه حداکثر است و همچنین برش در تکیه‌ها ماکزیمم است مقادیر آنها را در این نقاط کنترل می‌کنیم:

- کنترل لنگر در وسط دهانه

$$M_{uc} = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{1.2 \times 15^2}{8} = 33.75 \text{ T.m}$$

آئین نامه AISC LRFD برای  $M_n$  رابطه زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$M_n = \left(\frac{5}{3}\right) S'_x F_{bx}$$

$S'_x$  = اساس مقطع، مقطع بحرانی طول مهار بندی نشده مورد نظر

$$F_{bx} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{s\lambda}^2 + F_{w\lambda}^2}} \right] F_y \leq 0.60 F_y$$

مگر اینکه  $F_{bx} \leq F_y/3$  باشد که در این صورت:

$$F_{bx} = B \sqrt{F_{s\lambda}^2 + F_{w\lambda}^2}$$



$$F_{s\gamma} = \frac{0.4 \times 10^4}{h_s L d_o / A_p}$$

$$F_{w\gamma} = \frac{11.9 \times 10^6}{(h_w L / r_{T_o})^2}$$

$$1.0 + 0.02308 \sqrt{L d_o / A_p}$$

$h_s$  = ضریب مساوی

$$1.0 + 0.003858 \sqrt{L / r_{T_o}}$$

$h_w$  = ضریب مساوی

$r_{T_o}$  = شعاع ژیراسیون مقطعی در انتهای کوچکتر عضو شامل فقط بال فشاری  
بعلاوه  $\frac{1}{4}$  مساحت جان تحت فشار که در حول محوری در صفحه جان  
محاسبه می‌شود (cm)

$d_o$  = ارتفاع مقطع در انتهای کوچکتر عضو (cm)

$A_p$  = مساحت بال فشاری (cm<sup>2</sup>)

$L$  = طول مهارنشده عضو در حداقل محور به محور اعضای مهاربند

مقدار  $B$  وقتی که تنشهای خمشی محاسبه شده در انتهای کوچک یک عضو با  
ارتفاع متغیر و یا یک قطعه از آن مساوی صفر باشد از رابطه زیر بدست  
می‌آید:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt{8}}$$

که در آن نسبت  $\lambda = (d_L - d_o) / d_o$  ، برای قطعه‌ای محاسبه می‌شود  
که مجاور نقطه لنگر خمشی صفر است.

$d_L$  = ارتفاع مقطع در انتهای بزرگتر عضو (cm)

فرض می‌کنیم طول مهارنشده عضو 375 سانتیمتر است. ( $L = 375$  cm)

$$\gamma = \frac{40 - 17.9}{17.9} = 1.235$$

$$B = \frac{1.75}{1 + 0.25 \sqrt{1.235}} = 1.37$$

در مقطع انشای عضو داریم:

$$I_{oy} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{1.35 \times 18^3}{12} = 656.1 \text{ cm}^4$$

$$A_o = A_f + \frac{A_w}{6} = 1.35 \times 18 + \frac{0.86 \times 17.9}{6} = 26.87 \text{ cm}^2$$

$$r_{To} = \sqrt{\frac{I_{oy}}{A_o}} = 4.94 \text{ cm}$$

$$h_s = 1 + 0.0230 \times 1.235 \sqrt{\frac{375 \times 17.9}{(1.35 \times 18)}} = 1.472$$

$$h_w = 1 + 0.00385 \times 1.235 \sqrt{\frac{375}{4.94}} = 1.041$$

$$F_{sx} = \frac{84 \times 10^4}{1.472 \times 375 \times 17.9 / (1.35 \times 18)} = 2065.8$$

$$F_{wx} = \frac{11.9 \times 10^6}{(1.041 \times 375 / 4.94)^2} = 1905.6$$

$$F_{bx} = \frac{2}{3} \left( 1 - \frac{2400}{6 \times 1.37 \sqrt{2065.8^2 + 1905.6^2}} \right) 2400$$

$$F_{bx} = 1433.8 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

مقدار  $S'_x$  لادر وسط دهانه بدست می‌آوریم:

$$S'_x = A_f d_w + \frac{t_w d_w^2}{6} = 1.35 \times 18 \times 56.7 + \frac{0.86 \times 56.7^2}{6}$$

$$S'_x = 1838.6 \text{ cm}^3$$

$$M_n = \frac{5}{3} \times 1838.6 \times 1433.8 = 4393586$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 4393586 = 3954227 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 39.54 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 33.75 \text{ Ton.m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \text{O.K.}$$

کنترل برش در تکیه گاهها

$$V_u = \frac{w_u \cdot L}{2} = \frac{1.2 \times 15}{2} = 9 \text{ Ton}$$

$$K = 5 \quad , \quad F_{yw} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{17.9}{0.86} = 20.8 < 1570 \sqrt{\frac{K}{F_{yw}}} = 71.7$$

$$\Rightarrow V_n = 0.6 F_{yw} A_w = 0.6 \times 2400 \times (17.9 + 2 \times 1.35) \times 0.86$$

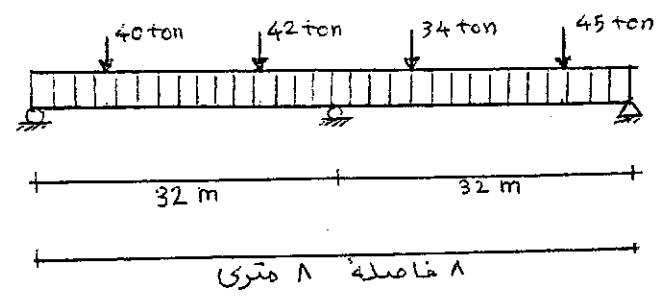
$$V_n = 25511 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 25.511 = 23 \text{ Ton} > V_u = 9 \text{ Ton}$$

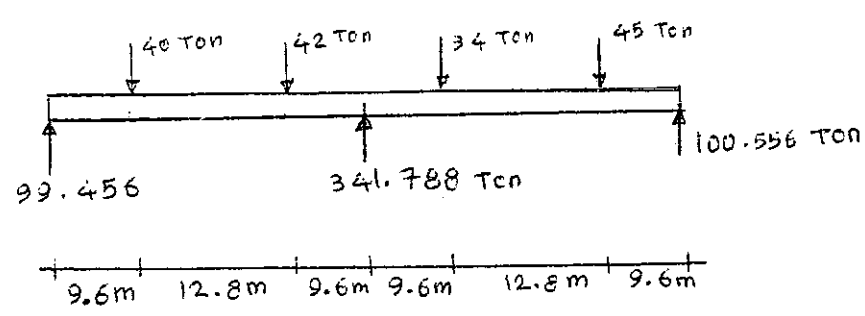
$$\phi_v V_n > V_u \quad \text{O.K.}$$

# ● طراحی تیرورق

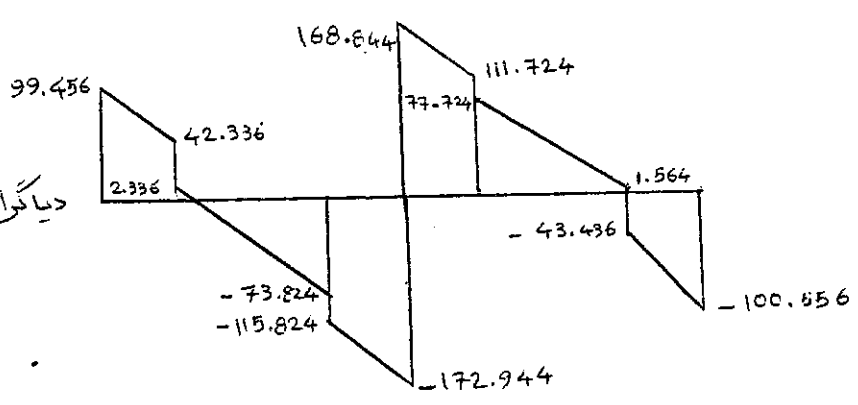
• مطلوبست طراحی یک تیر ورق جوشی دودمانه که قادر به حمل بار گسترده ضربدار  
 یکنواختی به میزان ۵/۹۵ تن بر متر بعلاوه ۴ بار متمرکز ضربدار باشد.  
 در هر ۸ متر یک تکیه گاه جانبی در نظر گرفته شده است.



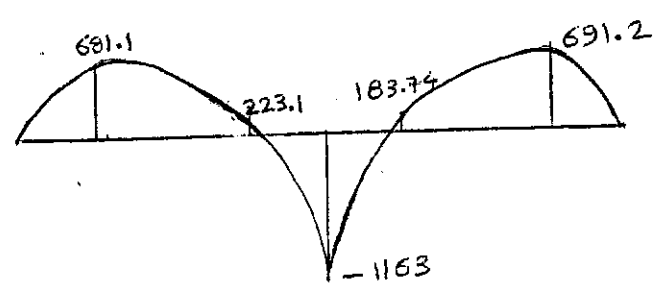
$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  و  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$



دیاگرام نیروی برشی



دیاگرام لنگر خمشی

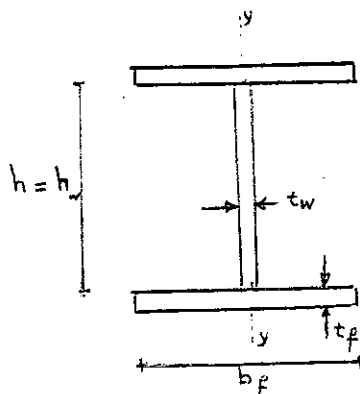


گام اول: ظرفیت لنگر

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{984300}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}}$$

$$\text{اگر } \frac{a}{h_w} > 1.5$$

$$F_r = 1160 \text{ kg/cm}^2$$



$$r_T = \frac{b_f}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{1}{6} \frac{h \cdot t_w}{b_f t_f}}}$$

(شعاع تریسویون بال بعد از ده  $\frac{1}{6}$  جان حول محور y)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16770}{\sqrt{F_y}}$$

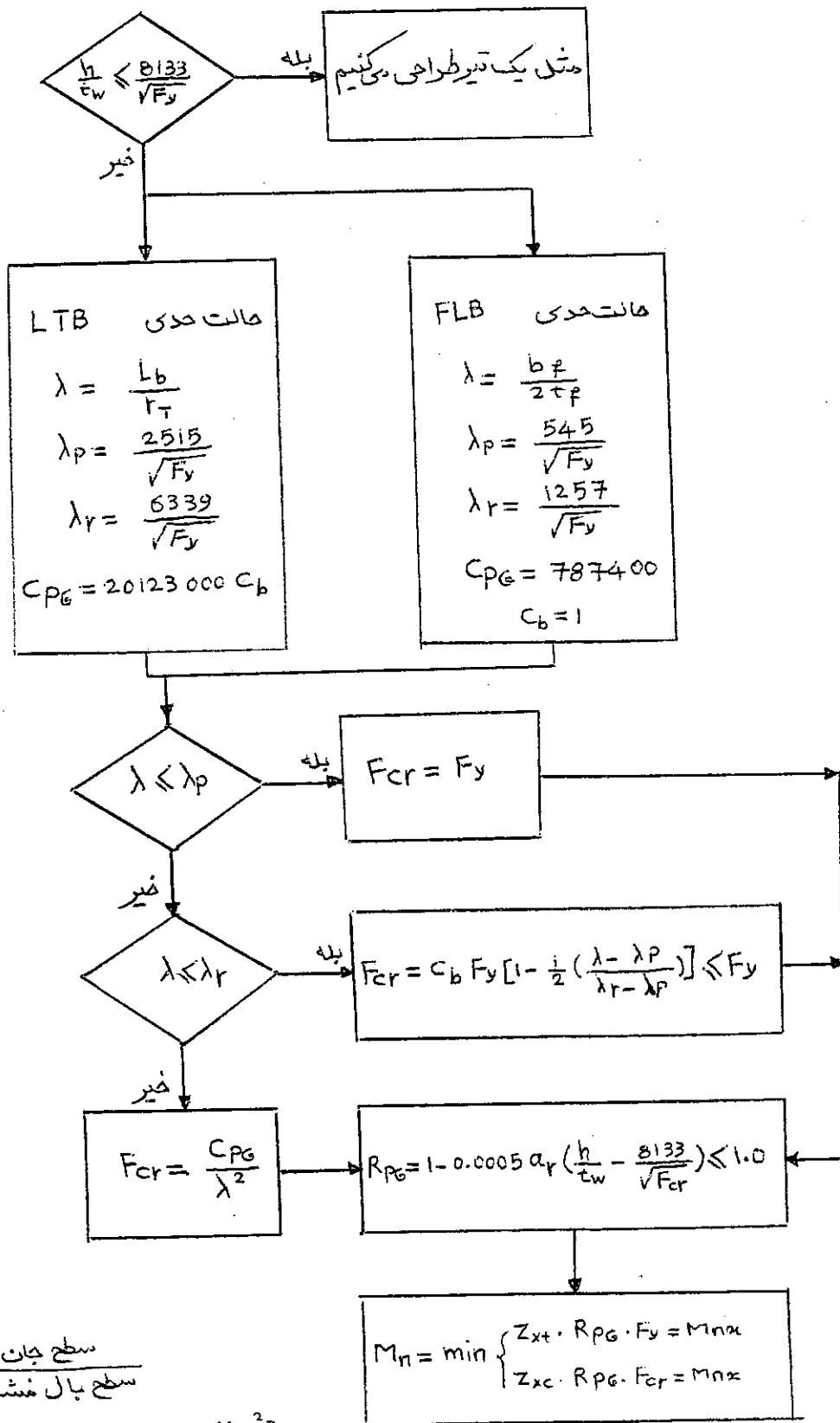
$$\text{اگر } \frac{a}{h_w} \leq 1.5$$

a: فاصله سفت کننده‌ها

$$\frac{a}{h_w} \leq \min[3.0 \ \& \ (\frac{260}{h/t_w})^2]$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \phi = 0.9$$

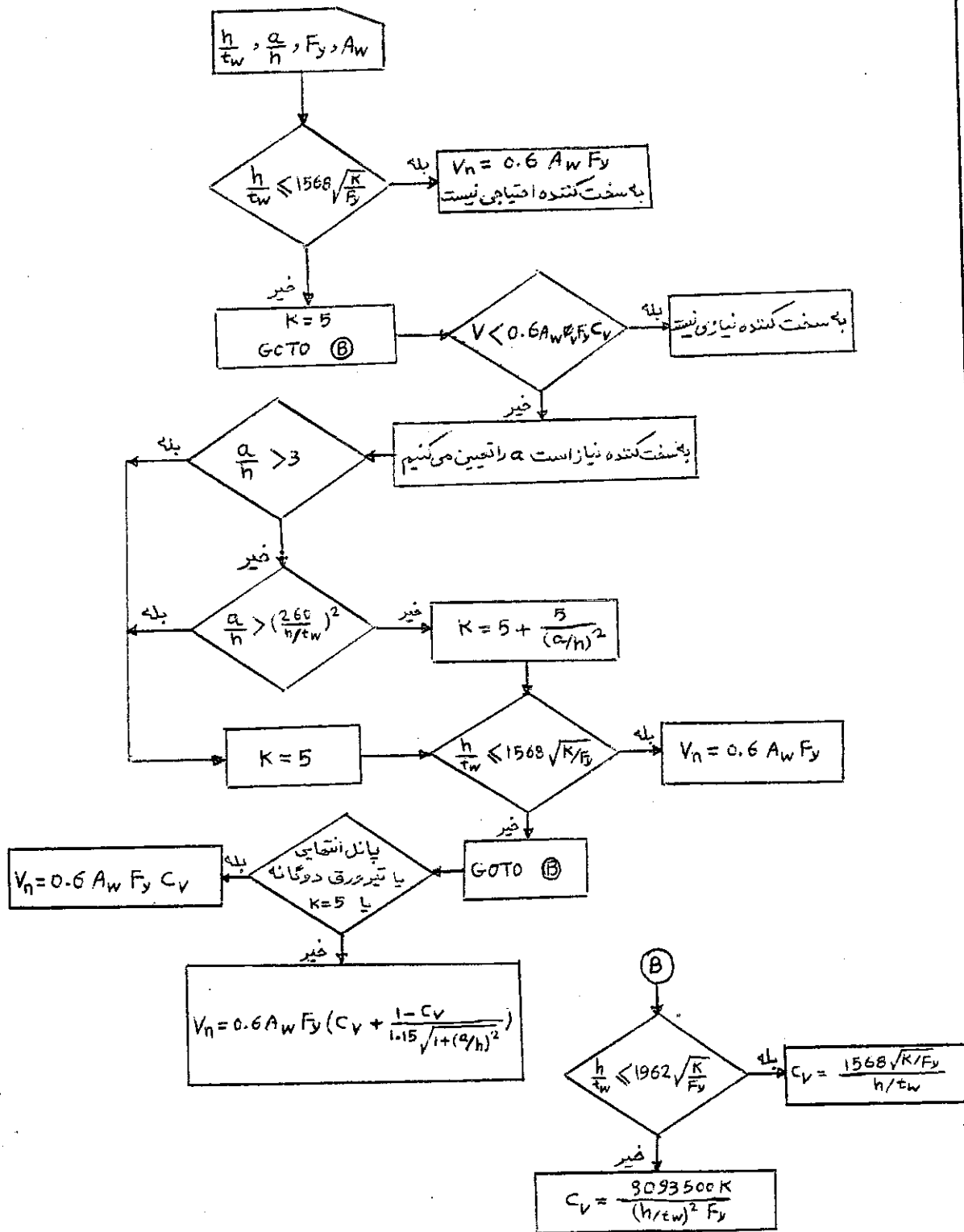
برای بدست آوردن مقاومت خمشی اسمی  $M_n$ ، فلجیاریت صفحه بعد  
پیشنهاد می‌شود.



$$a_r = \frac{\text{سطح جان}}{\text{سطح بال فشاری}}$$

$$C_b = [1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 (\frac{M_1}{M_2})^2] \leq 2.3$$

گام دوم: تعیین ظرفیت برش  
برای این منظور فلوجارت زیر پیشنهاد می‌شود:





ضوابط سخت کننده:

مان اینرسی حول یک محور در مرکز جان  $\alpha t_w^3 j$

$$I_{st} \geq \alpha t_w^3 j$$

که در آن:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5$$

مساحت سخت کننده  $A_{st} \geq \frac{F_y}{F_{y,st}} [0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18 t_w^2] \geq c$

و

برای سخت کننده در دو طرف جان  $1.0 = D$

برای سخت کننده به شکل نبشی فقط در یک طرف جان  $1.8 =$

برای سخت کننده به شکل صفحه فقط در یک طرف جان  $2.4 =$

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}}$$

گام سوم: کنترل اندرکنش خمش و برش:

اگر  $0.6 \frac{V_n}{M_n} \leq \frac{V_u}{M_u} \leq 1.33 \frac{V_n}{M_n}$

باشد رابطه زیر را کنترل می‌کنیم:

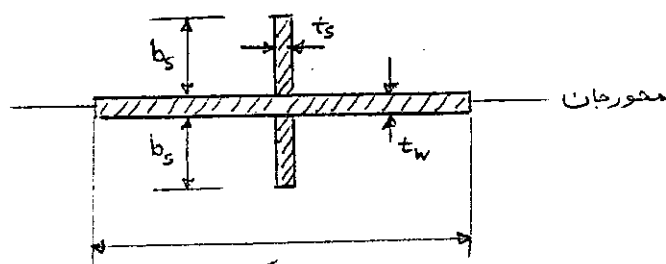
$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} \leq 1.24$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{و} \quad V_u \leq \phi V_n \quad \text{و} \quad \phi = 0.9$$

$M_u$  و  $V_u$  به ترتیب ماکزیمم مقاومت‌های لازم برشی و خمشی در یک مقطع عرضی، ناشی از

بارهای با ضریب (در ضریب بار ضرب شده) بوده و  $M_n$  و  $V_n$  ماکزیمم مقاومت‌های اسمی برشی و خمشی با

سخت‌کننده‌های غشایی درست تغییر ستونها طراحی شده و طول موثر آنها  $KL=0.75h$  و سطح مقطع کل آنها شامل مساحت دو سخت‌کننده به علاوه نواری از جان که در شکل زیر نشان داده شده است، می‌باشد:



برای سخت‌کننده‌های میانی  $25 t_w$   
 برای سخت‌کننده‌های انتهایی  $12 t_w$

همچنین به هیچ سخت‌کننده فشاری نیاز نخواهیم داشت اگر:

$$\left\{ \begin{array}{l} \ll \phi_{bs} \cdot t_w \cdot (5K+N) F_y \quad \text{برای بارهای متمرکز میانی} \\ \ll \phi_{bs} \cdot t_w \cdot (2.5K+N) F_y \quad \text{برای واکنش انتهایی} \end{array} \right.$$

واکنش یا نیروی متمرکز

$$\phi_{bs} = 1.0$$

$$N = K \text{ در واکنش های انتهایی} \gg \text{طول تماس}$$

$$K = \text{فاصله انتهای ریشه یال تا پشت یال}$$

گام چهارم: طراحی جوش نواری

$$\ll \phi F_w \text{ تنش جوش بر روی سطح موثر جوش نواری}$$

$$\phi = 0.75 \quad , \quad F_w = 0.6 F_{Exx}$$

$$F_{Exx} = \text{مقاومت کششی جوش}$$

حال مقادیری را برای  $t_w$  و  $h$  بدست می‌آوریم. از روابط زیر استفاده می‌کنیم و مقادیر  $t_w$  و  $h$  را مشخص کرده و کنترل می‌کنیم:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{a}{h} \leq 1.5 : \left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{16770}{\sqrt{F_y}} = 333.4$$

$$\frac{a}{h} > 1.5 : \left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{984300}{\sqrt{F_y(F_y+1160)}} = 322.1$$

$t_w = 0.8 \text{ cm}$  ,  $h = 250 \text{ cm}$  فرض می‌کنیم

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{0.8} = 312.5$$

که روابط بالا را ارضا می‌کند.

$$A_w = h \cdot t_w = 250 \times 0.8 = 200 \text{ cm}^2$$

برای بال هم  $t_f = 2.2 \text{ cm}$  ,  $b_f = 60 \text{ cm}$  را انتخاب می‌کنیم و بعداً کنترل می‌کنیم.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 2.2} = 13.64$$

$$A_f = b_f \cdot t_f = 132 \text{ cm}^2$$

$$r_T = \frac{b_f}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{1 + A_w/6A_f}} = \frac{60}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{200}{6 \times 132}}} = 15.48 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b_f t_f^3}{12} \times 2 + 2A_f \left(\frac{h+t_f}{2}\right)^2 + \frac{t_w h^3}{12} = 5239692.6 \text{ cm}^4$$

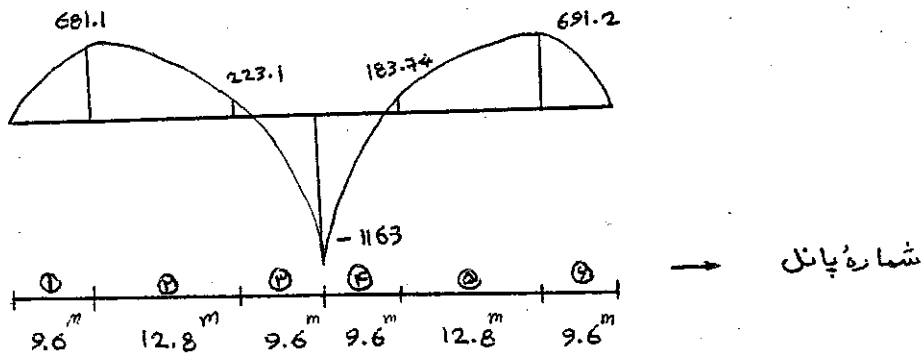
$$Z_x = \frac{2I_x}{h+2t_f} = 41192.55 \text{ cm}^3$$

کنترل خمش:

$$\frac{8133}{\sqrt{F_y}} = \frac{8133}{\sqrt{2530}} = 161.7 < \frac{h}{t_w} = 312.5 \quad O.K.$$

تیر سراسری را به ۶ پانل (یا قسمت) تقسیم کرده و برای کنترلهای مورد نظر بحرانی‌ترین پانل را در نظر می‌گیریم. ۶ پانل در شکل زیر مشخص شده‌اند:

(منظور از بحرانی‌ترین پانل، پانلی است که بیشترین لنگر را نسبت به پانل مشابه دارد بعنوان مثال از دو پانل ① و ② که از نظر موقعیت و شرایط قرارگیری مشابه هستند پانل شماره ② که دارای لنگر بیشتری (691.2) تن متر است بعنوان پانل بحرانی انتخاب می‌شود).



پانل‌های بحرانی عبارتند از: پانل‌های شماره ①، ② و ⑦

حالت حدی LTB

تکیه‌گام‌های جانبی در هر ۸ متر قرار دارند.

پانل ②

$$\frac{M_1}{M_2} = 0$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75$$

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{800}{15.48} = 51.68$$

$$\lambda_p = \frac{2515}{\sqrt{F_y}} = \frac{2515}{\sqrt{2530}} = 50$$

$$\lambda_r = \frac{6339}{\sqrt{F_y}} = \frac{6339}{\sqrt{2530}} = 126$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \Rightarrow F_{cr} = C_b F_y \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1.75 \times 2530 \times \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{51.68 - 50}{126 - 50} \right) \right] = 4378.6 > 2530$$

$$\therefore F_{cr} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{pg} = 1 - 0.005 a_r \left( \frac{h}{t_w} - \frac{8133}{\sqrt{F_{cr}}} \right) \leq 1$$

$$a_r = \frac{\text{سطح جان}}{\text{سطح بال فشاری}} = \frac{0.8 \times 250}{2.2 \times 60} = 1.515$$

$$R_{pg} = 1 - 0.0005 \times 1.515 \left( \frac{250}{0.8} - \frac{8133}{\sqrt{2530}} \right) = 0.886 < 1$$

$$M_n = Z_x \cdot R_{pg} \cdot F_{cr} = 41192.55 \times 0.886 \times 2530 = 92310558 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 92310558 = 83079502 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 830.8 \text{ T.m} > 691.2 \text{ T.m} \quad \text{O.K.}$$

پایل ⑤

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{-223.1}{681.1} = -0.33$$

بهرتی مناسبه فواصم داشت:

$$C_b = 1.44$$

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$\lambda = 51.68$$

$$\lambda_p = 50 \quad \text{و} \quad \lambda_r = 126$$

$$F_{cr} = 1.44 \times 2530 \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{51.68 - 50}{126 - 50} \right) \right] = 3602.9 > 2530$$

$$\therefore F_{cr} = 2530 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$R_{pg} = 0.886$$

$$M_n = 92310558$$

$$\phi M_n = 830.8 \text{ T.m} > 681.1 \text{ T.m}$$

برای ناحیه لنگر منفی مقطع را بعطت بالا بودن مقدار لنگر موجود (1163 T.m) تغییر می‌دهیم:

$$F_y = 2530 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$t_w = 1.2 \text{ cm} \quad \text{و} \quad h = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{1.2} = 208.33$$

$$A_w = h \cdot t_w = 250 \times 1.2 = 300 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 60 \text{ cm} \quad \text{و} \quad t_f = 2.8 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 10.71$$

$$A_f = b_f \cdot t_f = 60 \times 2.8 = 168 \text{ cm}^2$$

$$r_T = 15.205 \text{ cm}$$

$$I_x = 6930978.1 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 54233 \text{ cm}^3$$

پانل ۳

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{223.1}{1163} = 0.192$$

$$C_b = 1.96$$

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$\lambda = 52.61 \quad , \quad \lambda_p = 50 \quad , \quad \lambda_r = 126$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

$$F_{cr} = 4873.6 > 2530$$

$$\therefore F_{cr} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{pg} = 1 - 0.0005 \times \alpha_r \left( \frac{250}{1.2} - \frac{8133}{\sqrt{2530}} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{1.2 \times 250}{2.0 \times 60} = 1.786$$

$$R_{pg} = 0.958 < 1$$

$$M_n = 54233 \times 0.958 \times 2530 = 131495622 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 131495622 = 1183.5 \text{ T}\cdot\text{m} > 1163 \text{ T}\cdot\text{m}$$

O.K.

حالت حدی FLB

برای پانل‌های ⑤ و ⑥

$$\lambda_1 = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 2.2} = 13.64$$

$$\lambda_p = \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.84 < \lambda_1$$

$$\lambda_r = \frac{1257}{\sqrt{F_y}} = \frac{1257}{\sqrt{2530}} = 24.99$$

$$\lambda_p < \lambda_1 < \lambda_r$$

$$F_{cr} = C_b F_y \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] = 1 \times 2530 \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{13.64 - 10.84}{24.99 - 10.84} \right) \right]$$

$$\therefore F_{cr} = 2280 < 2530 \quad \text{O.K.}$$



برای ناحیه لنگرمنفی (پاند شماره ۳)

$$\lambda_2 = \frac{60}{2 \times 2.8} = 10.71$$

$$\lambda_p = 10.84 > \lambda_2$$

$$\therefore F_{cr} = F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

طبق حالت LTB و مقادیر  $F_{cr}$  درست آمده، مقطع برای خمش رضایتبخش است.

بعنوان مثال برای پاندهای ۱ و ۶، پاند ۹ را کنترل می‌کنیم:

$$F_{cr} = 2280 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{pg} = 0.886$$

$$M_n = 41192.55 \times 0.886 \times 2280 = 83212246 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 748.91 \text{ T.m} > 691.2 \text{ T.m} \quad \text{O.K.}$$

## کنترل برش

طبق فلورچارت پیشفادهی ظرفیت برش را بدست می‌آوریم:

۱- پانل انتهایی نزدیک تکیه‌گاه‌های خارجی:

$$a = 110 \text{ cm فرض}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{110}{250} = 0.44 < \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2 = \left(\frac{260}{250/0.8}\right)^2 = 0.69$$

$$K = 5 + 5/(a/h)^2 = 30.83$$

$$1568 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 173.1$$

$$1962 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 216.6 < \frac{h}{t_w} = 312.5$$

$$C_v = \frac{3093500 K}{(h/t_w)^2 F_y} = 0.386$$

$$\phi_v V_n = 0.6 A_w F_y C_v \phi = 0.6 \times (0.8 \times 250) \times 2530 \times 0.386 \times 0.9$$

$$\phi_v V_n = 105482 \text{ kg} > 100556 \text{ kg} \quad \text{O.K.}$$

∴  $a = 110 \text{ cm}$  پس مناسب است:

۲- پانل میانی در پانل‌های شماره ① و ④ :

فرض  $a = 170 \text{ cm}$

$$\frac{a}{h} = \frac{170}{250} = 0.68 < 0.69$$

$$\frac{h}{t_w} = 312.5$$

$$K = 15.81$$

$$1568 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 124$$

$$1962 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 155 < 312.5$$

$$C_v = 0.198$$

$$V_n = 0.6 A_w F_y \left( C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) = 235196 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 235196 = 211676.7 \text{ kg} > 115824 \text{ kg}$$

O.K.

$$\therefore a = 170 \text{ cm}$$

۳- پانل مابین درپانل‌های شماره ۹ و ۱۰ :

برای این قسمت نیز  $a = 160 \text{ cm}$  را در نظر می‌گیریم. با توجه باینکه  $a = 170 \text{ cm}$  در حالت قبل جوابگو بود در این حالت نیز حتماً جواب خواهد داد.

۴- پانل مابین درپانل‌های شماره ۱۱ و ۱۲ :

فرض  $a = 240 \text{ cm}$

$$\frac{a}{h} = \frac{240}{250} = 0.96 < \left( \frac{260}{250/1.2} \right)^2 = 1.558$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{1.2} = 208.33$$

$$K = 10.425$$

$$1568 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 100.7 < \frac{h}{t_w} = 208.33$$

$$1962 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 125.9 < 208.33$$

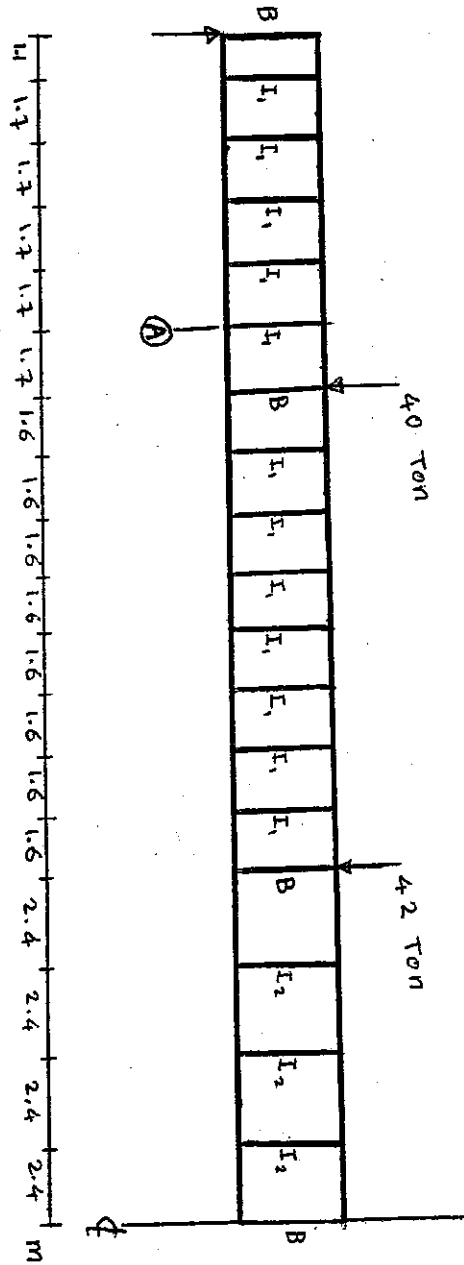
$$C_v = 0.294$$

$$V_n = 0.6 A_w F_y \left( C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) = 335521 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 335521 = 301969 \text{ kg} > 172944 \text{ kg}$$

$$\therefore a = 240 \text{ cm}$$

فواصله سفت کننده‌های عرضی



سفت کننده فشاری B

سفت کننده ممانی I

کنترل اندرکنش برش و خمشی در پانل زیر بار متمرکز ۴۰ تنی:

پانل سیت چپ بار ۴۰ تنی دارای برش بیستری است. مقدار برش در این پانل در مقطع

Ⓐ (سطح صفحه قبل) برابر است با:

$$V_u = 52\,451 \text{ kg}$$

$$M_u = 68\,110\,000 \text{ kg.cm} \quad \text{در زیر بار متمرکز مقدار کمتر برابر است با:}$$

$$\phi_v V_n = 105\,462 \text{ kg} \Rightarrow V_n = 117\,180 \text{ kg}$$

$$M_n = 92\,310\,558 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} = 0.749 + 0.625 \times 0.448 = 1.029 < 1.375\phi$$

O.K.

$$1.375\phi = 1.375 \times 0.9 = 1.238$$

نتیجتاً کنترل اندرکنش رضایبخش است. بنابراین برای جان از ورق

۰.۸ × ۲۵۰ و چهار برای بالها از ورق ۲.۲ × ۶۰ استفاده می‌کنیم.

کنترل اندرکنش برش و خمش در پانل زیر بار متمرکز ۴۲ تنی:

پانل سمت راست این بار را کنترل می‌کنیم:

$$V_u = 130.104 \text{ Ton}$$

$$M_u = 223.1 \text{ Ton.m}$$

$$V_n = 335.521 \text{ Ton}$$

$$M_n = 1314.96 \text{ Ton.m}$$

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} = 0.17 + 0.625 \times 0.388 = 0.412 < 1.238$$

O.K.

پس انتخاب ورق‌ها مناسب است.

کنترل اندرکنش برش و خمش در پانل زیر بار متمرکز ۴۵ تنی:

پانل سمت راست را در نظر می‌گیریم:

$$V_u = 53.551 \text{ Ton}$$

$$M_u = 691.2 \text{ Ton.m}$$

$$V_n = 235.196 \text{ Ton}$$

$$M_n = 923.11 \text{ Ton.m}$$

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} = 0.749 + 0.625 \times 0.228 = 0.891 < 1.238$$

O.K.

پس انتخاب ورق‌ها مناسب است.

### کنترل اندرکنش برش و خمشی در تکیه‌گاه میانی

$$V_u = 172944 \text{ kg}$$

$$M_u = 1163 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_n = 335521 \text{ kg}$$

$$M_n = 1315 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} = 0.884 + 0.625 \times 0.515 = 1.21 < 1.238$$

O.K.

پس ورق‌های انتخاب شده برای بال‌ها و جان تیر سراسری مناسب می‌باشد.

حال به طراحی سخت‌کننده‌های میانی می‌پردازیم.

۱- سخت‌کننده میانی نوع I<sub>۱</sub>

از ورق‌های منفرد (یک‌طرفه) استفاده می‌کنیم:

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}} = 15.81$$

$$b_{st} + t_w/2 < \frac{b_f}{2} \rightarrow b_{st} < \frac{60 - 0.8}{2} = 29.6$$

$b_{st}$  را مساوی ۱۸ سانتیمتر در تقویم می‌گیریم:

$$\frac{18}{t_{st}} \leq 15.81 \rightarrow t_{st} > \frac{18}{15.81} = 1.14$$

$$\therefore t_{st} = 1.2 \text{ cm}$$



$$I_{st} = 1.2 (18 + 0.8/2)^3 / 12 = 622.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{st} \gg a \cdot t_w^3 \cdot j$$

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \gg 0.5$$

$$a = 170 \text{ cm} \quad , \quad t_w = 0.8 \text{ cm}$$

$$j = \frac{2.5}{(170/250)^2} - 2 = 3.41 > 0.5$$

$$I_{st} \gg 170 \times 0.8^3 \times 3.41 = 296.51 \text{ cm}^4 \quad \text{O.K.}$$

$$A_{st} = t_{st} \cdot b_{st} = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi V_n} - 18 t_w^2 \gg 0$$

$$D = 2.4$$

برای صفحه تختی

$$C_v = 0.198$$

قبل از بست آورده ایم:

$$A_{st} > 0.15 \times 2.4 \times 250 \times 0.8 (1 - 0.198) \times \frac{92.91}{0.9 \times 235.06} - 18 \times 0.8^2$$

$$A_{st} > 13.83 \text{ cm}^2$$

O.K.

بنابراین برای سخت کننده‌های میانی نوع I (زورهای متغیر) یک طرفه)  $18 \times 1.2 \text{ cm}$  استفاده می‌کنیم.

۲ - سخت‌کننده میان‌نی نوع I2

همان ورق‌های 18x1.2 cm را امتحان می‌کنیم:

$$I_{st} = 1.2 (18 + 1.2/2)^3 / 12 = 643.485$$

$$I_{st} = 643.485 \quad \text{cm}^4$$

$$a = 240 \quad \text{cm}$$

$$\text{موجود} \quad A_{st} = 21.6 \quad \text{cm}^2$$

$$I_{st} \geq a \cdot t_w^2 \cdot j = 240 \times 1.2^2 \times 0.713 = 246.3$$

$$j = \frac{2.5}{(240/250)^2} - 2 = 0.713 > 0.5$$

$$V_u = 158664 \quad \text{kg}$$

$$V_n = 335521 \quad \text{kg}$$

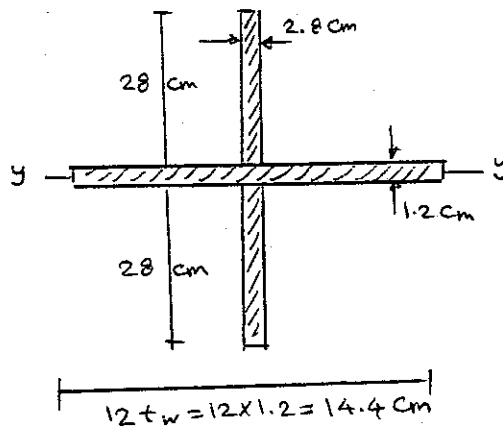
$$A_{st} = 21.6 > 0.15 \times 2.4 \times 250 \times 1.2 (1 - 0.294) \times \frac{158664}{0.9 \times 335521} - 18 \times 1.2$$

$$A_{st} = 21.6 > 14.14 \quad \text{cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

پس برای همه سخت‌کننده‌های میان‌نی از ورق 18x1.2 cm استفاده

می‌کنیم.

## ۳- طراحی سخت‌کننده منساری



$$V_u = 341.788 \text{ Ton}$$

$$\text{دورق } 28 \times 2.8 \text{ cm}$$

نوع:

ماترستون کنترل می‌کنیم:

$$I_y = \frac{2.8(28 \times 2 + 1.2)^3}{12} = 43668.2 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 28 \times 2.8 + 14.4 \times 1.2 = 174.1$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 15.84 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75h}{r} = \frac{0.75 \times 250}{15.84} = 11.84$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \times \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 11.84 \times \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}} = 0.131$$

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_u = A F_{cr}$$

کیانیت ارتجاعی

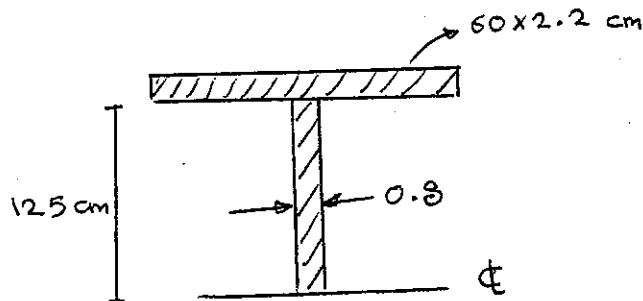
$$F_{cr} = F_y \cdot e^{-0.419 \lambda^2} = e^{-0.419 \times 0.131^2} \times 2530 = 2512$$

$\text{kg/cm}^2$

$$\phi_c \cdot A_s \cdot F_{cr} = 0.85 \times 174.1 \times 2512 = 371738$$

$$R = 341.788 < 371.738 \text{ Ton} \quad \text{O.K.}$$

طراحی جوش نواری بین بال و ستون :



$$V_u = 115824 \text{ kg}$$

$$\text{جریان برش در جوش} : F_s = \frac{V_u}{I_x} (60 \times 2.2) (125 + \frac{1}{2} \times 2.2)$$

$$I_x = \frac{0.8 \times 250^3}{12} + 2 \times 60 \times 2.2 \times (125 + \frac{2.2}{2})^2$$

$$I_x = 5239586 \text{ cm}^4$$

$$\therefore F_s = 368 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{D}{\sqrt{2}} \quad (D = \text{اندازه جوش}) \quad \text{گلوگاه جوش} :$$

تنش جوش :

$$f_v = \frac{F_s \sqrt{2}}{D}$$

$$\phi F_x = 0.75 \times 0.6 \times F_{Exx} = 0.75 \times 0.6 \times 4920 = 2214$$

$$f_v = \frac{368 \times \sqrt{2}}{D} = 2214 \rightarrow D = 0.24 \text{ cm}$$

حداقل اندازه مورد نیاز جوش مساوی  $D = 0.8 \text{ cm}$  است از اینرو از جوش

نواری  $0.8 \text{ cm}$  استفاده می‌کنیم.

کنترل لزوم تعبیه سخت‌کننده فشاری زیر بار متمرکز

برای این منظور بار متمرکز حداکثر یعنی ۴۵ تن را کنترل می‌کنیم:

$$45000 \text{ kg} \leq \phi_{bs} \cdot t \cdot (5K + N) F_y$$

$$\phi_{bs} = 1.0 \quad t = 0.8 \text{ cm} \quad F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 2.2 + 0.8 = 3 \text{ cm}$$

با فرض طول تماس برابر ده سانتیمتر:

$$\phi_{bs} t (5K + N) F_y = 1 \times 0.8 (5 \times 3 + 10) \times 2530 = 50600 \text{ kg}$$

$$45000 < 50600 \text{ kg} \quad \text{O.K.}$$

پس به هیچ سخت‌کننده فشاری در زیر بارهای متمرکز نیاز نداریم.

# ● طراحي تير مختلط

• مقطع یک تیرمیان (تیر AB) از پلان سقف نشان داده شده را طراحی کنید:

الف - اجرا با پایه‌های موقت

ب - اجرا بدون پایه‌های موقت

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, \quad F'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

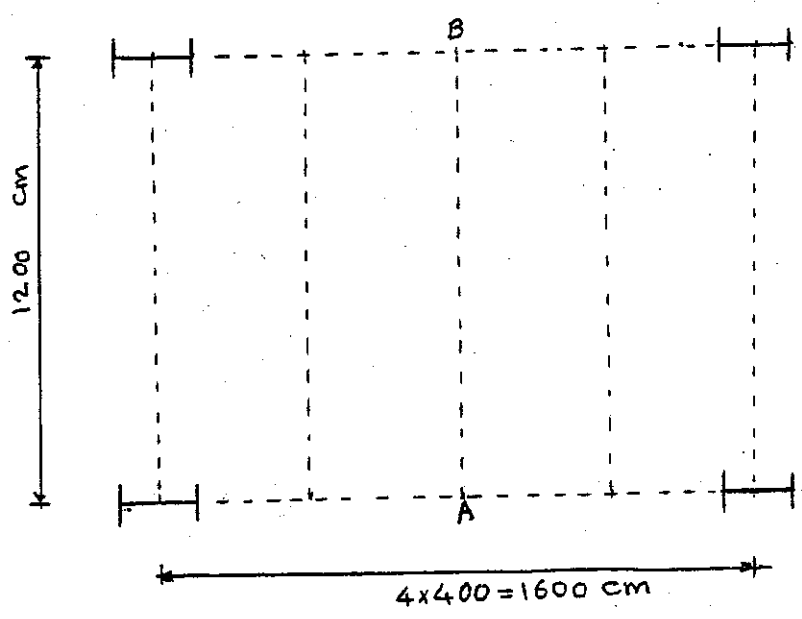
$$n = 10$$

$$\text{بار زنده وارد بر سقف} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بار مرده اضافی} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بار اجرایی} = 200 \text{ kg/m}^2$$

ضخامت دال بتنی را ۱۵ سانتیمتر و برای اتصالات برشی از گداسخ‌های سربین به قطر ۱٫۹ سانتیمتر استفاده کنید.



برای طراحی این تیر محکم ابتدایهای مؤثر دال بتنی ( $b_e$ ) را محاسبه می‌کنیم. طبق روش AISC LRFD،  $b_e$  برای یک تیرمیان بر اساس زیر بدست می‌آید:

$$b_e = \min\left(\frac{L}{4}, s\right) = \min\left(\frac{1200}{4}, 400\right) = \min(300, 400)$$

$$\therefore b_e = 300 \text{ cm}$$

s: فاصله تیرها

L: طول دهانه تیر مورد نظر

یک مقطع فولادی را در تفرمی گیریم و کنترل می‌کنیم:

IPB 400

$$A_s = 198 \text{ cm}^2, \quad b_f = 30 \text{ cm}, \quad Z_x = 3240$$

$$t_w = 1.35$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{40}{1.35} = 29.6 < \frac{5365}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5$$

بنابراین مقاومت خمشی برابر  $\phi_b M_n$  بوده که در آن  $\phi_b = 0.85$  و  $M_n$  براساس توزیع تنش خمیری در مقطع مرکب محاسبه می‌گردد.

حداکثر نیروی فشاری ممکن در دال بتنی برابر است با:

$$C = 0.85 f'_c A_c = 0.85 f'_c b_e t_s = 0.85 \times 2000 \times 300 \times 15$$

$$C = 765000 \text{ kg}$$

$t_s$ : ضخامت دال

حداکثر نیروی کششی ممکن در تیر فولادی برابر است با:

$$T = A_s F_y = 198 \times 2400 = 475200 \text{ kg}$$

بنابراین به خاطر رعایت تعادل استاتیکی، براساس پیشفرض آیین‌نامه که بیان می‌کند: نیروی برشی افقی کل، بین نقطه لنگر خمشی حداکثر مثبت و لنگر خمشی

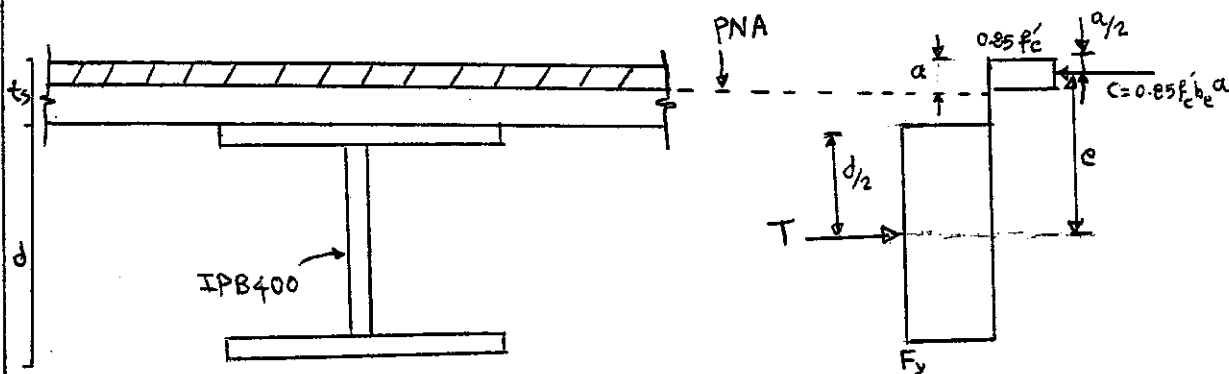
صفر، باید برابر کوچکترین مقدار از مقادیر:  $A_s F_y$  و  $0.85 f'_c A_c$

در تفر گرفته شود، خواهیم داشت:

$$V_h = C = T = 475200 \text{ kg}$$



نحوه توزیع تنش خمیری مطابق شکل زیر خواهد بود (چون  $0.85 f'_c A_c > A_s F_y$  است پس محور خنثی خمیری PNA در داخل دال واقع می شود).



در شکل بالا داریم:

$$C = 0.85 f'_c \cdot b_e \cdot a$$

که در آن:

$a$  = ارتفاع بلوک تنش فشاری در بتن، cm

$b_e$  = پهنای مؤثر دال بتنی، cm

مقدار  $a$  را بدست می آوریم:

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b_e} = \frac{475200}{0.85 \times 200 \times 300} = 9.32 \text{ cm} < t_s$$

$$M_n = T e = T \left( \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) = 475200 \times \left( \frac{40}{2} + 15 - \frac{9.32}{2} \right)$$

$$M_n = 144.181 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

بنابراین مقاومت خمشی طراحی برای عمل مرکب کامل برابر خواهد شد با:

$$\phi_b M_n = 0.85 \times 144.181 = 122.554 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

الف) اجرا با پایه‌های موقت :

وزن مخصوص بتن  
مسلح دال  $w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ 

بار مرده ۱۰

$$15 \times 0.01 \times 2500 \times 4 = 1500 \text{ kg/m}$$

وزن دال

$$= 155 \text{ kg/m}$$

وزن تیر

$$150 \times 4$$

$$= 600 \text{ kg/m}$$

بار مرده اضافی

$$w_D = 2255 \text{ kg/m}$$

$$w_L = 500 \times 4 = 2000 \text{ kg/m}$$

بار زنده :

$$\text{بار طراحی} = w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 \times 2255 + 1.6 \times \overbrace{500 \times 4}^{2000} = 5906 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{5906 \times 12^2 \times 10^{-3}}{8} = 106.31 \text{ Ton.m} < \phi_b M_n$$

$$\phi_b M_n = 122.554 \text{ Ton.m} \quad \text{O.K.}$$

ب) اجرا بدون پایه‌های موقت :

در این حالت علاوه بر کنترل حالت با پایه‌های موقت، کفایت خود تیر فولادی، در تحمل تمامی بارهای وارده، قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصه  $f_c'$  فود، بایستی مورد بررسی قرار گیرد :

بارهای زمان ساخت وارد بر تیر فولادی عبارتند از :

$$w_L = 200 \times 4 = 800 \text{ kg/m} \quad \text{بار زنده زمان ساخت}$$

بار مرده :

$$15 \times 0.01 \times 2500 \times 4 = 1500 \text{ kg/m}$$

وزن دال :

$$= 155 \text{ kg/m}$$

وزن خودتیر:

$$w_D = 1655 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 \times 1655 + 1.6 \times 800 = 3266 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = \frac{3266 \times 12^2 \times 10^{-5}}{8} = 58.79 \text{ Ton.m}$$

مقاومت خمشی لازم

حال برای تیر فولادی  $\phi Z_x F_y = \phi M_n$  را محاسبه می‌کنیم:

$$\phi Z_x F_y = 0.9 \times 3240 \times 2400 \times 10^{-5} = 69.98 \text{ Ton.m} > 58.79$$

O.K.

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{40}{1.35} = 29.6 < \frac{5366}{\sqrt{F_y}} = 109.5 \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2.4} = 6.25 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12 \quad \text{O.K.}$$

$$L_p = \frac{2515 D}{\sqrt{F_y}} = \frac{2515 \times 7.4}{\sqrt{2400}} = 379.9 \text{ cm}$$

در نتیجه اگر  $L_b < L_p$  باشد تیر غیر مرکب IPB 400 شمع بندی نشده در زمان ساخت نیز مناسب است. پس این تیر را باید در زمان ساخت در عوامل مثلاً ۳ متری دارای اتکاء جانبی کرد.

مقاومت اسمی کل میخ اتصال برشی:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

سطح مقطع کل میخ  $A_{sc} = \frac{\pi}{4} (1.9)^2 = 2.84 \text{ cm}^2$

مدول الاستیسیته  $E_c = 0.137 W^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.137 \times 2300^{1.5} \sqrt{200} = 21371 \text{ kg/cm}^2$

وزن مخصوص بتن  $W = 2300 \text{ kg/m}^3$

مقاومت کششی حداقل مقرر کل میخ  $F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_n = 0.5 \times 2.84 \times \sqrt{200 \times 21371} = 14854 \text{ kg}$$

$$A_{sc} F_u = 2.84 \times 4200 = 11928 \text{ kg}$$

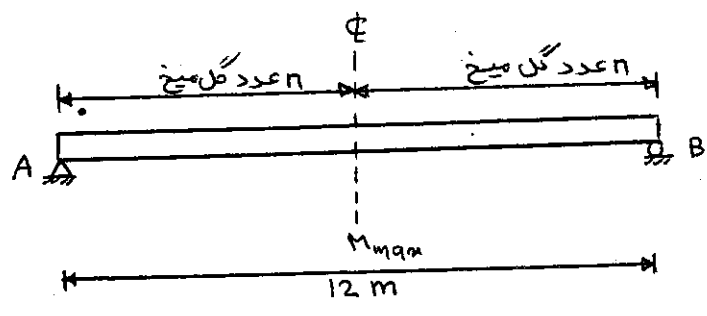
$$\therefore Q_n = 11928 \text{ kg}$$

بنابراین تعداد کل میخ‌های اتصال برشی مورد نیاز مابین نقاط بالتر و سفتر و سنگر حداکثر برابر خواهد بود با:

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{475200}{11928} = 39.8 \rightarrow n = 40 \text{ عدد کل میخ}$$

برای ترم مورد نظر تعداد کل میخ‌ها برابر  $2n$  می‌باشد:

$$2n = 2 \times 40 = 80 \text{ عدد کل میخ}$$



فرض می‌کنیم که تنها یک ردیف از گل میخ‌های اتصال برشی (درست در محاذات جان تیر) تعبیه می‌گردد، فاصله بین گل میخ‌ها برابر خواهد شد با:

$$\frac{1200}{80} = 15 \text{ cm}$$

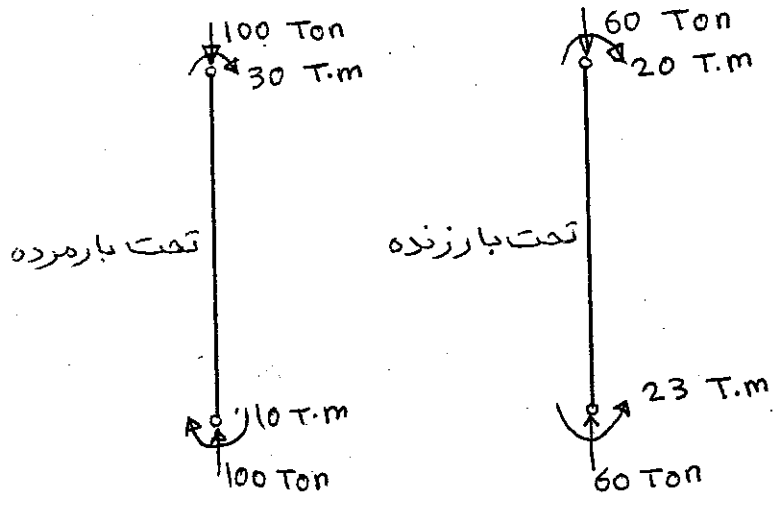
و ملا خفه می‌شود که این مقدار بزرگتر از کمترین فاصله یعنی ۶ برابر قطر گل میخ (\$4 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}\$) بوده و کوچکتر از بیشترین فاصله، یعنی ۸ برابر ضخامت دال (\$8 \times 1.5 = 12.0 \text{ cm}\$) می‌باشد. پس رضایتبخش خواهد بود.

# ● طراحی تیر - ستون

• ستونی برای طبقه ای از یک ساختمان انتخاب کنید که تحت دو حالت بارگذاری شکن زیر باشد. از فولاد St37 استفاده کنید و خمش را فقط حول محور  $x$  در نظر بگیرید.

همچنین از حرکت جانبی ستون هم در امتداد  $x$  و هم در امتداد  $y$  جلوگیری شده است. تکیه گاه های جانبی هم جهت جلوگیری از حرکت ستون در امتداد  $y$  و هم جهت جلوگیری از تابیدن (پروخشی) آن، در دو انتها و نیز در وسط ستون تعبیه شده اند.

$L_x = 7 \text{ m}$  ،  $L_y = 3.5 \text{ m}$  و  $L_b = 3.5 \text{ m}$  ،  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  ،  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$



ابتدا مروری به ضوابط طراحی به روش LRFD خواهیم داشت:

الف - ضوابط فشردگی

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

بال:

جان :

$$\text{برای } \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125 \quad \frac{d}{t} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y}\right)$$

$$\text{برای } \frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125 \quad \frac{d}{t} \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \geq \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

که در آن :

$$P_u = \text{بار محوری ضربدار}$$

$$\phi_b = 0.9 \text{ (ضریب کاهش مقاومت برای خمش)}$$

$$P_y = A F_y$$

همچنین

$$L_b \leq 21090 \frac{F_y}{\sqrt{F_y}}$$

طول مهار نشده :

ب - معادله اندرکنش خمش فقط در رابطه با محور اصلی :

$$\text{برای } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b M_n} \leq 1.0$$

$$\text{برای } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0$$

که در آن :

$$P_u = \text{مقاومت فشاری مورد نیاز (kg)}$$

$$P_n = \text{مقاومت فشاری اسمی (kg)}$$

$$M_u = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز (kg.cm)}$$

$$M_n = \text{مقاومت خمشی اسمی (kg.cm)}$$

$$\phi_c = 0.85 = \text{ضریب مقاومت در فشار}$$

$$\phi_b = 0.9 = \text{ضریب مقاومت برای خمش}$$



چون تیرستون در مقابل حرکت جانبی مهار شده است پس:

$$M_u = B_1 M_{nt}$$

که در آن:

$M_{nt}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز در عضو با این فرض که قاب فاقد انتقال جانبی می باشد (kg.cm)

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} \geq 1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4$$

$$P_e = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

بارهای ضرب‌بندار طراحی:

- بار محوری

$$P_u = 1.2 \times 100 + 1.6 \times 60 = 216 \text{ Ton}$$

- لنگرهای انتهای

بالا  $M_u = 1.2 \times 30 \times 10^5 + 1.6 \times 20 \times 10^5 = 68 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

پایین  $M_u = 1.2 \times 10 \times 10^5 - 1.6 \times 23 \times 10^5 = -24.8 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

طولهای طراحی:

$$K_x L_x = 1 \times 7 = 7 \text{ m}$$

$$K_y L_y = 1 \times 3.5 = 3.5 \text{ m}$$

حال یک مقطع را انتخاب کرده و کنترل می‌کنیم:

IPB 550

$$A = 254 \text{ cm}^2, \quad b_f = 30 \text{ cm}, \quad t_f = 2.9 \text{ cm}, \quad t_w = 1.5 \text{ cm}$$

$$P_y = A F_y = 254 \times 2400 = 609600 \text{ kg} \quad \text{الف ضوابط فشردگی بال:}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2.9} = 5.2 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.1 \quad \text{O.K.}$$

ضوابط فشردگی جان:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{55}{1.5} = 36.7$$

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{216 \times 10^3}{0.9 \times 609600} = 0.394 > 0.125$$

$$\frac{1600}{\sqrt{F_y}} \left( 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) = 63.24 > 36.7 \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{2120}{\sqrt{F_y}} = 43.3 < 63.24 \quad \text{O.K.}$$

$$r_y = 7.17 \text{ cm} \rightarrow \frac{21090 r_y}{\sqrt{F_y}} = 3086.7 \text{ cm} > 350 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

بنابراین مقطع فشرده است.

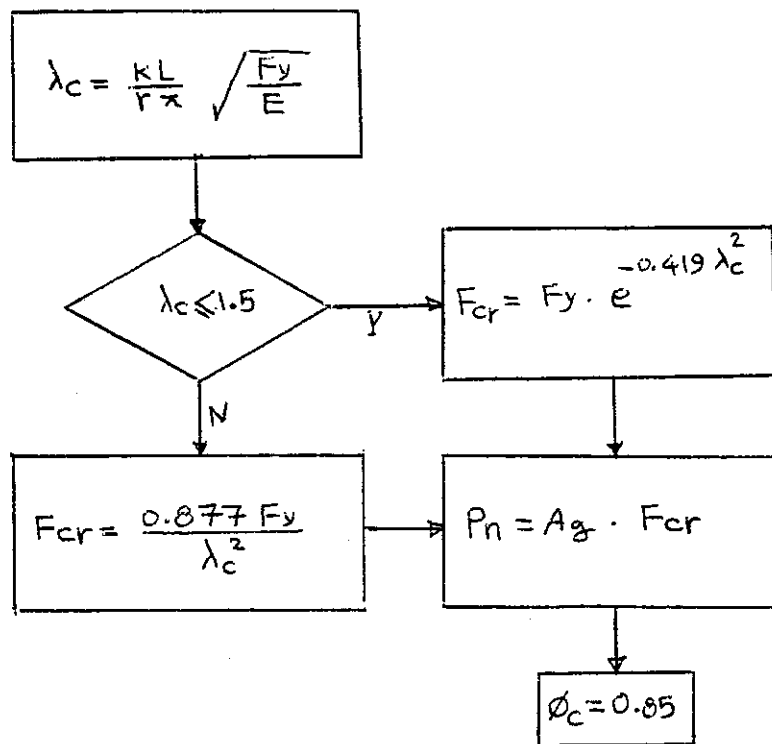
$$Z_x = 5600 \text{ cm}^3 \quad \text{اساس مقطع پلاستیک:}$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 5600 \times 2400 = 1344 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 350}{7.17 \pi} \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} = 0.53$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \times 700}{23.2 \pi} \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} = 0.325$$

طبق فلوجارت زیر مقدار  $P_n$  را بدست می‌آوریم:



$$\lambda_y > \lambda_x \rightarrow \lambda_c = \lambda_y = 0.53 < 1.5$$

در نتیجه:

$$F_{cr} = 2400 \times e^{-0.419 \times 0.53^2} = 2138 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 254 \times 2138 = 543052 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 543052 = 461594 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.47 > 0.2$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{-24.8 \times 10^5}{68 \times 10^5} \right) = 0.746 > 0.4$$

$$P_e = \frac{A_g F_y}{\lambda_u^2} = \frac{254 \times 2400}{0.325^2} = 5771361$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} = \frac{0.746}{1 - 216 \times 10^3 / 5771361} = 0.775 < 1$$

$$\Rightarrow B_1 = 1$$

$$M_u = B_1 \cdot M_{nt} = 1 \times 68 \times 10^5 = 68 \times 10^5 \text{ kg. cm}$$

حال معادله اندرکنش را کنترل می‌کنیم:

چون  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.2$  می‌باشد پس معادله زیر را کنترل می‌کنیم

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b M_n} \leq 1.0$$

$$0.47 + \frac{8 \times 68 \times 10^5}{9 \times 0.9 \times 1344 \times 10^4} = 0.97 < 1 \quad \text{O.K.}$$

پس IPB 550 مناسب است.

منابع :

- ۱- دانشجو، فرهاد، "جزوه کلاسی نیمسال اول ۷۸-۱۳۷۷"، دانشگاه تربیت مدرس
- ۲- طاهونی، شاپور، "طراحی سازه های فولادی"، کتابفروشی دهخدا، ۱۳۶۸
- ۳- طاهونی، شاپور، "طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی (طراحی به روش ضریب بار و مقاومت)"، مرکز مطالعات و تحقیقات شهرسازی و معماری ایران، ۱۳۷۰
- ۴- نادرپور، مرتضی، "تئوری و مسائل طراحی سازه های فولادی در روش ضریب بار و مقاومت"، انتشارات قائم، ۱۳۷۰
- ۵- نعتی، سعید، "طراحی اصولی سازه های فولادی"، مجدیه، ۱۳۷۵