

جزوه

سازه های فلزیبه

✓ شامل جزوات آموزشی درس سازه های فلزیبه

✓ ویژه آزمون های استخدامی و اخذ مدرک

لینک های مفید آزمون های استخدامی

خرید سوالات بانکدار ساختمان (معماری) بانک سینا	سوالات رایگان بانک سینا با پاسخنامه
خرید سوالات بانک سینا	خرید درسنامه بانک سینا
منابع آزمون	اخبار آزمون
شبکه های اجتماعی ایران عرضه (فایل های رایگان + تخفیفات هفتگی + اخبار)	
(برای مشاهده هر بخش روی آن بزنید )	

فهرست مطالب

- ❖ فصل اول: خلاصه سازه های فلزیبه کوشش کوشش عبدالله زاده - صفحه ۴
- ❖ فصل دوم: خلاصه سازه های فلزیبه به کوشش جوینی - صفحه ۵۲



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

نکات فنی و اجرایی سازه های اسکلت فلزی

۱- پی کنی و گودبرداری (خاکبرداری):	صفحه
۱-۱- دلایل پی کنی:	صفحه
۲- اجرای بتن مگر یا بتن نظافت :	صفحه
۲-۲- دلایل اجرای بتن مگر:	صفحه
۳- قالب بندی یا کفراژ بندی :	صفحه
۳-۳- انواع قالب بندی:	صفحه
۴- وسایل ساخت و حمل بتن:	صفحه
۵- بتن ریزی:	صفحه
۶- ویریه کردن:	صفحه
۷- عمل آوری بتن:	صفحه
۸- نصب صفحه ستون بر روی پی :	صفحه
۸-۱- انواع صفحه ستون (از نظر اتصال به بولت):	صفحه
۹- اتصال ستون به صفحه زیر ستون :	صفحه
۱۰- ساختن ستونها :	صفحه
۱۱- تیرهای اصلی و فرعی (تیرچه):	صفحه
۱۱-۱- انواع شاهتیرها (از نظر نوع ساخت):	صفحه
۱۱-۲- نکات مربوط به ورق های تقویتی در تیر های معمولی:	صفحه
۱۱-۲-۱- تیرهای لانه زنبوری:	صفحه
۱۱-۲-۱-۱- مزایای تیر لانه زنبوری:	صفحه
۱۱-۲-۲- معایب تیر های لانه زنبوری:	صفحه
۱۱-۲-۳- نحوه ساخت تیر لانه زنبوری:	صفحه
۱۱-۲-۴- انواع تیر لانه زنبوری (از نظر هندسه):	صفحه
۱۱-۳- پلهای مرکب:	صفحه
۱۱-۳-۱- انواع پل های مرکب (از لحاظ نحوه ساخت):	صفحه

- ۱۲- طولیل کردن تیرهای اصلی (شاهتیر) و تیرهای فرعی (تیر پوشش): صفحه
- ۱۳- اتصال شاهتیر به ستون : صفحه
- ۱-۱۳- اتصال پل به ستون به صورت ساده (مفصلی): صفحه
- ۲-۱۳- اتصال پل به ستون به صورت گیردار: صفحه
- ۱۴- سقفها : صفحه
- ۱-۱۴- سقفهای طاق ضربی: صفحه
- ۱-۱-۱۴- نکاتی در مورد سقف طاق ضربی: صفحه
- ۲-۱۴- سقف تیرچه - بلوک : صفحه
- ۱-۲-۱۴- محاسن سقف های تیرچه بلوک : صفحه
- ۲-۲-۱۴- معایب سقفهای تیرچه بلوک: صفحه
- ۳-۲-۱۴- اجزاء متشکله سقف تیرچه - بلوک: صفحه
- ۱-۳-۲-۱۴- تیرچه: صفحه
- ۱-۱-۳-۲-۱۴- اجزاء تیرچه: صفحه
- ۲-۱-۳-۲-۱۴- نحوه ساخت تیرچه : صفحه
- ۲-۳-۲-۱۴- بلوک : صفحه
- ۳-۳-۲-۱۴- میلگرد ممان منفی: صفحه
- ۱-۳-۳-۲-۱۴- محل میلگرد ممان منفی: صفحه
- ۴-۳-۲-۱۴- میلگرد حرارتی : صفحه
- ۵-۳-۲-۱۴- کلاف عرضی (شناژ مخفی): صفحه
- ۶-۳-۲-۱۴- قلاب اتصال : صفحه
- ۴-۲-۱۴- مراحل اجرای سقف تیرچه بلوک : صفحه
- ۱۵- راه پله ها : صفحه
- ۱-۱۵- انواع شمشیری رازله دوطرفه (از نظر شیوه نصب): صفحه
- ۲-۱۵- اجرای کف و ارتفاع پله: صفحه
- ۱۶- سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی (بادبند و دیوار برشی): صفحه

۱-۱۶- بادبند :	صفحه
۲-۱۶- دیوار برشی :	صفحه
۱-۲-۱۶- موقعیت دیوار برشی در پلان :	صفحه
۲-۲-۱۶- اجرای ستون فولادی در مجاورت دیوار برشی :	صفحه
۱-۲-۲-۱۶- اجرای ستون به صورت غیر مدفون در دیوار برشی :	صفحه
۲-۲-۲-۱۶- اجرای ستون به صورت مدفون در دیوار برشی :	صفحه
۳-۲-۱۶- مسائل مربوط به تیر فولادی مدفون در بتن :	صفحه
۴-۲-۱۶- حالت های آرماتور گذاری دیوار برشی :	صفحه
۴-۲-۱۶- حالت های آرماتور گذاری دیوار برشی :	صفحه
۵-۲-۱۶- آرماتورهای دیوار برشی :	صفحه
۶-۲-۱۶- بازشو در دیوار برشی :	صفحه
۱۷- کرسی چینی و بلوکاژ:	صفحه
۱-۱۷- دلایل اجرای کرسی چینی:	صفحه
۱۸- اجرای تیر کنسول (طره) :	صفحه
۱-۱۸- اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار :	صفحه
۱-۱-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار :	صفحه
۲-۱-۱۸- معایب اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار:	صفحه
۲-۱۸- اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :	صفحه
۱-۲-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :	صفحه
۲-۲-۱۸- معایب اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :	صفحه
۳-۱۸- اجرای تیر کنسول با دستک قطری :	صفحه
۱-۳-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک قطری :	صفحه
۲-۳-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک قطری :	صفحه
۴-۱۸- اجرای تیر کنسول با دستک k:	صفحه
۴-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک k:	صفحه

۱۸-۴-۲- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک k:	صفحه
۱۸-۵- اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :	صفحه
۱۸-۵-۱- محاسن اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :	صفحه
۱۸-۵-۲- معایب اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :	صفحه
۱۹- درز انبساط:	صفحه
۱۹-۱- موارد کاربرد درز انبساط:	صفحه
۲۰- درز انقطاع :	صفحه
۲۱- حفاظت از سازه های اسکلت فلزی در مقابل خوردگی:	صفحه
۲۱-۱- روش های حفاظت فولاد:	صفحه
۲۱-۱-۱- رنگ آمیزی :	صفحه
۲۱-۱-۲- پوشش های قیری :	صفحه
۲۲- انواع ستون :	صفحه
۲۲-۱- انواع ستون های مرکب:	صفحه
۲۲-۱-۱- ضوابط مربوط به ستونهای مرکب با قیدهای اتصال :	صفحه
۲۳- طولیل کردن ستونها :	صفحه

۱- پی کنی^۱ و گودبرداری (خاکبرداری):

نخستین مرحله اجرایی یک سازه ساخت پی یا شالوده آن می باشد .

قبل از ساخت شالوده باید نقشه پلان پی کنی در زمین محل اجرای سازه با دوربین و یا متر و ریسمان پیاده شود و زمین محل اجرا از هر گونه گیاه و ریشه گیاهان عاری گردد و پستی و بلندی مرتفع شود. بعد از مسطح کردن زمین محل اجرای سازه اقدام به پی کنی تا عمق مشخص می کنیم که این عمق باید به گونه ای باشد که کف شالوده پایین تر از عمق یخبندان^۲ در نظر گرفته شود .

۱-۱- دلایل پی کنی:

۱- رسیدن به زمینی با مقاومت مطلوب

۲- مهار کردن بخشی از سازه ر زیر زمین هرچند زمین دارای مقاومت زیادی باشد(مانند زمین های سنگی)

۳- رسیدن به تراز ی پایین تر از عمق یخبندان

گاهی مواقع به دلیل وجود قسمتی از سازه زیر زمین مجبور به خاکبرداری (گودبرداری) در عمق زیادتر می شویم که در این صورت احتمال ریزش جداره یا خالی شدن زیر پی ساختمان مجاور وجود دارد که باید با وسایل مناسب شمع بندی و حفاظت جداره صورت گیرد .

۲- اجرای بتن مگر یا بتن نظافت :

بتن مگر قبل از بتن ریزی اصلی به ضخامت ۱۵-۱۰ سانتی متر و با عیار ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب اجرا می شود.

۲-۲- دلایل اجرای بتن مگر:

۱- برای جلوگیری از آلوده شدن و جذب آب بتن اصلی شالوده

۲- برای ایجاد سطحی صاف و مسطح برای بتن ریزی شالوده (رگلاژ کف پی)

۳- قالب بندی^۳ یا کفراژ بندی :

هدف از قالب بندی شکل دادن به بتن خمیری به شکل و حجم دلخواه می باشد .

۳-۳- انواه قالب بندی:

^۱ - ECAVATION-
^۲ - FROST DEPTH-
^۳ - FORM WORK -

۱- آجری که به دو صورت موقت و دائمی می باشد. در حالت دائمی قالب در زیر خاک مدفون می ماند و برای جذب نشدن آب و همچنین خارج نشدن شیر بتن سطح داخلی قالب با ملات ماسه سیمان اندود می گردد .

در نوع موقت قالب آجری بعد از خودگیری بتن آجرها را می توان از قالب جدا کرد .

ملات آجر کاری خاک رس می باشد که امکان جدا شدن آجرها از قالب را فراهم می کند. همچنین برای نجسبیدن قالب به بتن و خارج نشدن شیر بتن و جذب نشدن آب بتن توسط آجر سطح داخلی قالب با پلاستیک پوشانده می شود .

ضخامت قالب آجری ۱۱ سانتیمتر یا ۲۲ سانتیمتر می باشد .

۲- قالب چوبی که یکی از متداولترین و قدیمترین قالبها می باشد .

ضخامت تخته های قالب بی ۲.۵ تا ۳ سانتی متر می باشد.

۳- قالب فلزی که در دو نوع آهنی و آلومینیومی می باشد . استفاده از این قالب نیاز به هزینه اولیه زیادی دارد ولی طول عمر آن و همچنین تعداد دفعات مورد استفاده از آن زیاد می باشد لذا در کارهای بزرگ به صرفه خواهد بود .

نوع آهنی این قالب در مقابل رطوبت زنگ می زند و همچنین گرما و سرما را به داخل قالب هدایت می کند . برای جبران نقایص فوق می توان اقدام به عایق کاری و همچنین انبار کردن در محیط خشک، کرد .

نوع آلومینیومی آن علاوه بر سبکی ، ضد زنگ نیز می باشد.

لازم به ذکر است همه قالبها به جز قالب چوبی نیاز به اندود روغن در سطح داخلی دارند.

اندود روغن باعث تسهیل در جداسازی قالب و همچنین مانع جذب آب توسط قالب می شود.

۴-وسایل ساخت و حمل بتن:

بتن بسته به حجم کار توسط دست یا توسط بتنیر که دارای ظرفیتهای مختلف می باشد و یا توسط بتن ساز مرکزی (دستگاه بتن ثابت) که برای ساخت و مصرف زیاد بتن استفاده می شود تولید می شود . برای حمل بتن ساخته شده توسط بتونیر می توان از فرغون یا دامپر که مسافت کمی تا محل بتن ریزی وجود دارد استفاده کرد.

برای حمل بتن ساخته شده توسط دستگاه بتن ساز مرکزی می توان از ماشین بتن کش گردان یا تراک میکسر که برای مسافتهای طولانی تا حدود ۴۰ کیلومتر است استفاده کرد. ۲ ساعت از تولید تا ظرف همچنین می توان از تاور کُرُن^۴ برای حمل بتن ساخته شده توسط دستگاه بتن ساز مرکزی کوچک استفاده کرد در این روش بتن در داخل جام بتن قرار گرفته و توسط تاور کُرُن^۴ به ارتفاعات ساختمان انتقال داده می شود .

پمپ هدایت بتن نیز این امکان را دارد که بتن رسیده از تراک میسکر که در داخل مخزن پمپ هدایت بتن ریخته می شود، را یا به صورت قائم در ارتفاعات ساختمان و یا به صورت افقی به نقاط مورد نظر تخلیه کند .

۵- بتن ریزی^۵:

بعد از ساخت و انتقال بتن نوبت بتن ریزی در محل مورد نظر می باشد. قبل از شروع بتن ریزی باید آرماتور ها به دقت طبق نقشه های اجرایی کنترل شود و دقت شود فواصل میلگرد ها به طور یکنواخت و طبقه نقشه باشد و تمام میلگرد ها با مفتول بسته شده باشد. همچنین طول هم پوشانی و اندازه پوشش بتنی روی میلگردها نیز رعایت گردد. باید توجه داشت که حداکثر ۲۵ دقیقه (زمان شروع گیری بتن) پس از توقف هم زدن بتن ، باید بتن مصرف شود .

قبل از شروع بتن ریزی کف و جداره قالب باید از مواد زائد و مضر و خاک تمیز شود . همچنین سطح میلگردها باید از روغن و گردوغبار و زنگ زدگی عاری باشد .

در بتن ریزی های با ارتفاع زیاد باید بتن را در لایه های ۳۰ سانتی متری ریخته و هر لایه را با وسایل مناسب (ویبراتورها) متراکم کرد .

تا آنجا که ممکن است بهتر است که بتن ریزی بدون وقفه و در یک روز انجام شود . تا موقع سخت شدن، بتن به صورت یکپارچه باشد. ولی از آنجا که گاهی مجبور به قطع بتن ریزی به دلایلی مانند تمام شدن شیفته کاری یا تمام شدن بتن آماده هستیم ، باید محل قطع بتن ریزی زیر نظر مهندس کارگاه تعیین شود و در جایی قطع شود که نیروهای وارده صفر و یا حداقل باشد. در محل قطع بتن ریزی باید چند عدد میلگرد کمکی کار گذاشته شود (در سطح واریز) بطوریکه نصف این میلگردها در داخل بتن قدیم و نصف دیگر در داخل بتن جدید باشند . همچنین باید در هنگام بتن ریزی جدید محل قطع بتن ریزی (سطح بتن قدیم) از کلیه مواد زائد توسط آب عاری شود و سطح مورد نظر با دوغاب سیمان اندود، و سپس بتن ریزی جدید آغاز شود . در صورتی که تراکم میلگردها در محل بتن ریزی زیاد باشد نباید بتن را از لایه لای آرماتورها بریزیم بلکه باید توسط ناودان یا قیف بتن را به ته قالب هدایت کنیم تا از جدا شدن دانه ها جلوگیری گردد. همچنین باید محل ریزش بتن به داخل قالب نزدیک قالب باشد تا از جدا شدن دانه های بتن جلوگیری به عمل آید. بعد از ریختن بتن هر قسمت باید آن قسمت را با دستگاه ویبراتور ویریه نمود تا فضای بین دانه های درشت توسط دانه های ریزه پر شده و بتنی متراکم بدون کرمو شدن حاصل شود .

۶- ویبره کردن^۶:

ویبره کردن هم می تواند با وسایل مکانیکی که به شکلهای بنزینی - گازوئیلی - برق و بادی موجود می باشد انجام شود و هم به صورت دستی. در حالت دستی ویبره با وسایلی مانند میله فولادی - تقماق و یا وسایل مشابه که در کارهای کوچک و مخلوط های خمیری و روان انجام می شود انجام می گیرد.

در هنگام ویبره کردن باید میله ویرا تور به طور منظم و در فواصل مشخص به داخل بتن فرو برده شود بطوریکه دو قسمت ویبره شده با هم همپوشانی داشته باشند.

میله ویراتور باید تا حد امکان به صورت قائم به داخل بتن فرو رود و به آرامی از بتن خارج شود تا حبابهای هوا داخل بتن باقی نماند.

بتن های خود تراکم (CSS) را می توان بدلیل داشتن قابلیت خود تراکمی متراکم نکرد.

۷- عمل آوری بتن^۷:

عمل آوردن بتن که از شروع عملیات بتن ریزی آغاز می شود شامل مراقبت و محافظت و گاهی پروراندن بتن می باشد. مراقبت بتن شامل تدابیری می شود که به موجب آن آب بتن سریع تبخیر نشود. به همین منظور می توان از آب پاشی و یا استفاده از پوشش های خیس اشباع، نایلون و یا کاغذهای ضد آب، در روی بتن استفاده کرد. محافظت به محموله تدابیری گفته می شود که موجب آن بتن از اثرات نامطلوب عوامل خارجی مانند شسته شدن به وسیله آب باران و یا آب جاری - اثر بادهای گرم و خشک - سرد شدن سریع و یا یخ بندان - لرزش و ضربه خوردن محافظت می شود.

برای محافظت بتن از یخ بندان که موجب قطع گیرش بتن می شود و همچنین سرما که باعث کند شدن گیرش بتن می شود می توان از پوشش هایی روی سطح بتن استفاده کرد

لازم به ذکر است که. تکان خوردن بتن موجب بروز ترک هایی در بتن و همچنین از بین رفتن پیوستگی بین بتن و فولاد می شود.

منظور از پروراندن مجموعه تدابیری است که موجب آن گرفتن و سخت شدن بتن با سرعت و به کمک حرارت انجام می شود. به همین منظور می توان از بخار یا قالب های گرم استفاده کرد.

حداقل زمان عمل آوردن بتن طبق جدول ۹-۷-۱ مبحث ۹ می باشد که حداقل تا ۱۰ روز می باشد.

۸- نصب صفحه ستون^۸ بر روی پی :

در ساختمانهای فولادی باید از صفحه ستون برای اتصال ستون به شالوده استفاده کرد.

با توجه به اینکه تنش در ستون فولادی زیاد می باشد و در صورت عدم استفاده از صفحه ستون، ستون فولادی بتن را پانچ خواهد نمود لذا با قرار دادن صفحه ای در زیر ستون، تنش ستون فولادی را تقلیل داده و در حد قابل تحمل برای بتن می کنیم صفحه ستون نیز به دلیل وجود نیروهای جانبی باید به وسیله بولتهایی به بتن متصل شود.

۸-۱- انواع صفحه ستون (از نظر اتصال به بولت):

به دو صورت بولتها به صفحه ستون اتصال می یابد:

- ۱- به وسیله جوش که در این حالت بعد از قرار دادن صفحه در جای خود و تثبیت آن بتن ریزی انجام می شود و اینروش معایبی به شرح زیر دارد .
 - به علت افت بتن مقداری فاصله بین بتن و صفحه ایجاد می شود و در نتیجه این فاصله تقطیر بخار آب صورت گرفته و باعث زنگ زدگی صفحه ستون می شود .
 - بر اساس تجربه مشخص شده که محل اتصال میلگرد به صفحه ستون نرد و شکننده می شود .
 - اگر زغال جوش روی جوش باقی بماند آب را به خود جذب و نقطه شروع زنگ زدگی می شود .
 - امکان تنظیم و همچنین جوش ستون به صفحه ستون به طور جدا شده از پی در محل دیگر وجود ندارد (چون امکان جدا کردن صفحه - ستون از شالوده وجود ندارد)
- ۲- به روش پیچ و مهره کردن که پس از استقرار و تثبیت صفحه در جای خود به طور دقیق اقدام به بتن ریزی می شود .
 - بعد از سفت شدن بتن اقدام به باز کردن صفحه کرده و زیر صفحه را با ملات ماسه یمن با نسبت ۲ حجم ماسه شسته و یک حجم سیمان و یا از ماسه سیمان نرم (گروت) پر می کنیم تا فاصله ایجاد شده در اثر افت بتن جبران شود .) و سپس صفحه را در محل خود قرار می دهیم و پیچ های مربوطه را سفت می کنیم لازم به ذکر است در محل تلاقی اقطار صفحه باید سوراخی تعبیه شود تا ملات بتواند از آنجا خارج شده و در نتیجه آن تمام هوای زیر صفحه تخلیه شود .
 - باید توجه داشت که هرگز نباید اقدام به باز کردن مهره های پیچ ها قبل از سخت شدن کامل بتن کرد. چون ممکن است به دلیل آلوده شدن پیچ سر بولت ها به بتن و مواد دیگر نیروی زیاد برای باز کردن مهره های بولت ها در حالت تازه بودن بتن وارد شود و منجر به حرکت صفحه از محل خود و یا متلاشی شدن آن شود .

قبل از بتن ریزی شالوده باید حديد‌هاى پيچه‌هاى مهارى را از آسيب ديده‌گى و همچنين آغشته شدن به بتن محافظت كنيم تا در زمان باز و بسته كردن مهره پيچ دچار مشكل نشويم.



صفحه ستون با بولت پيچى/اتصال گيردار(درجهت X) و مفصلى(درجهت Y) پاى ستون

۹- اتصال ستون به صفحه زیر ستون :

قبل از نصب ستون باید صفحه زیر ستون كاملاً تراز باشد. همچنين قبل از نصب ستون به صفحه زیر ستون باید سطح تماس ستون به صفحه زیر ستون كاملاً به صورت گونيا باشد.

برای نصب ستون به صفحه زیر ستون ابتدا دو نبشى(در حالت مفصلی) یا دو صفحه(در حالت گيردار) به صورت عمود بر هم روی صفحه زیر ستون قرار داده و جوش می دهيم.

باید توجه داشت که نبش ها یا صفحه ها در محلی از صفحه قرار گیرد که ستون بعد از استقرار و مماس شدن با سطوح نبشها در دو جهت در محل خود که در نقشه آکس بندى ستون مشخص شده قرار بگیرد .

بعد از اتصال دو نبش یا دو صفحه عمود بر هم و استقرار ستون ، ستون در دو جهت از نظر شاقول بودن با شاقول کنترل می شود بعد از عمود و شاقولی کردن ستون اقدام به اتصال وسایل اتصال در دو جهت دیگر می کنیم .

بلند کردن و نگه داشتن ستون به عهده جرثقیل می باشد .

۱۰- ساختن ستونها^۹:

۱۱- تیرهای اصلی^{۱۰} و فرعی (تیرچه^{۱۰}):

شاهتیرها یا پلها بنا به تعریف اعضای باربر اصلی در سقف می باشند که بارهای وارد از تیرهای فرعی را به ستون ها منتقل می کنند .

شاهتیرها به دو صورت ساده و یا یکسره می باشند شاهتیر ساده شاهتیری است که دو تکیه گاه انتهایی آن ساده باشد و هیچ گونه لنگر در انتهای آن نباشد.

شاهتیر یکسره شاهتیری است که به طور ممتد از روی تکیه گاه های چند دهانه عبور کند. یا اینکه به صورت گیردار به تکیه گاههای انتهایی خود متصل باشد .

۱-۱۱- انواع شاهتیرها (از نظر نوع ساخت):

۱- تیرآهن های معمولی I شکل به صورت تک یا دابل با یا بدون ورقهای تقویتی روی بالها و یاروی بال و جان در صورتی که تیرها برای لنگر خمشی موجود کفاف ندهند اقدام به اتصال ورقهای تقویتی در بالا تیر آهن می کنیم که در تیرهای ساده وسط پل و در تیرهای ممتد (یکسره) در ناحیه تکیه گاه جوش می شوند .

در صورتی که نیاز به یک ورق تقویتی باشد بهتر است آن را در بال بالا جوش دهیم زیرا در صورتی که ورق تقویتی در بال پایین جوش شود در موقع سفیدکاری مزاحمت ایجاد کرده و باعث می شود به خاطر ورق تقویتی جوش شده ضخامت اندود را در کل سقف افزایش دهیم که باعث افزایش با مرده نیز خواهد شد .

طول جوش برای اتصال ورق تقویتی باید طبق نقشه های اجرایی باشد . که در صورت نبود این طول در نقشه ها می توان این طول را در هر طرف نصف طول تسمه قرار داد .

۱۱-۲- نکات مربوط به ورق های تقویتی در تیر های معمولی:

در مورد ورق تقویتی در تیرهای معمولی (I شکل) باید نکات زیر را رعایت کرد .

- حداکثر ضخامت ورق تقویتی $8t/8$ باشد (t ضخامت بال تیر)

COLUMN-^۹
MAIN BEAM -^{۱۰}
JOIST-^{۱۱}

- ورق ها به طول کامل به بال متصل شده باشند .

- ضخامت جوش t_1 $\geq 0.75 t$ باشد (t ضخامت ورق تقویتی)

- ورق تقویتی هم در دو طرف طولی و هم در دو طرف عرضی جوش شوند.

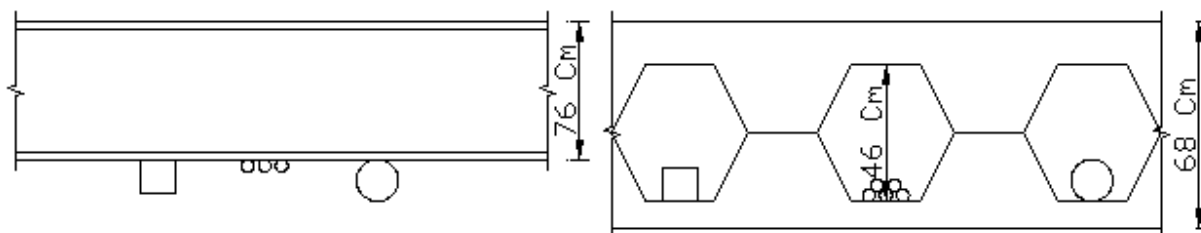
۱۱-۲- تیرهای لانه زنبوری:

به دلیل شباهت حفره های تیر لانه زنبوری به لانه زنبور بعد از برش کاری و جوشکاری تیرهای معمولی آن را تیر لانه زنبوری می نامند .

۱۱-۲-۱- مزایای تیر لانه زنبوری^{۱۱}:

دلیل استفاده از این تیر افزایش ممان اینرسی و ظرفیت خمش مقطع می باشد که باعث صرفه جویی در مصرف فولاد و همچنین کم شدن وزن تیر و کاهش بار مرده می شود .

از دیگر مزایای این تیر عبور لوله های تاسیساتی و برق از داخل حفره های تیر لانه زنبوری می باشد که اگر خواسته باشیم لوله های فوق را از زیر تیر معمولی با ظرفیت خمش معادل ظرفیت خمش تیر لانه زنبوری عبور دهیم ارتفاع آن بیشتر از ارتفاع تیر لانه زنبوری خواهد بود .



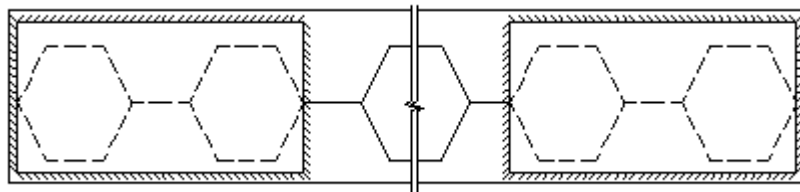
تیر لانه زنبوری با ارتفاع زیاد اما ظرفیت خمشی یکسان با تیر معمولی

۱۱-۲-۲- معایب تیرهای لانه زنبوری:

۱- پایین آمدن ظرفیت برشی تیر در محل تکیه گاه پل به ستون که برای جبران این نقیصه اقدام به پر کردن و جوش کاری دو یا سه حفره ی نزدیک تکیه گاه تیر میکنند. و یا با قرار دادن ورق مستطیلی روی دو یا سه حفره نزدیک تکیه گاه و جوشکاری آن این ضعف را جبران می کنند .

^{۱۱} - CAST BEAM

به دلیل این که اغلب، برش حداکثر در تکیه گاه است و تیر لانه زنبوری در ناحیه نزدیک به تکیه گاهها از نظر برش جوابگو نمی باشد لذا اقدام به تقویت جان تیر در آن نواحی می کنیم.



تقویت تیر لانه زنبوری در محل تکیه گاهها برای جبران ضعف برش

۲- نیاز به نیروی کارگر ماهر جهت ساخت تیر لانه زنبوری با رعایت استاندارد به طور کامل. در صورت رعایت نکردن استاندارد، خراب شدن تیر زیر بار حتمی می باشد.

۱۱-۲-۳- نحوه ساخت تیر لانه زنبوری:

نحوه ساخت تیر لانه زنبوری بدین صورت است که ابتدا روی جان تیر معمولی (آشکل) را توسط یک نصف شش ضلعی با ابعاد و هندسه استاندارد که توسط ورق آهن سفید یک میلیمتری ساخته شده که به آن شایلون می گویند خط می کنند. و سپس تیر آهن را روی یک شاسی افقی قرار داده و با زدن تک خال در نقاط مختلف، به شاسی افقی جوش داده تا تاب بر ندارد. سپس با استفاده از دستگاه برش اقدام به برش تیر در امتداد خطوط مشخص شده می کنیم. بعد از اتمام برش دو نیمه تیر آهن را با جابه جایی و قراردادن دندانه ها روی هم تبدیل به تیر لانه زنبوری می کنیم.

بعد از قرار دادن دو نیمه روی هم اقدام به جوشکاری روی خط بریده شده در هر دو طرف می کنیم. یک بار عبور از هر طرف بدون نیاز به پخ جوش نفوذی صددرصد را بوجود می آورد.

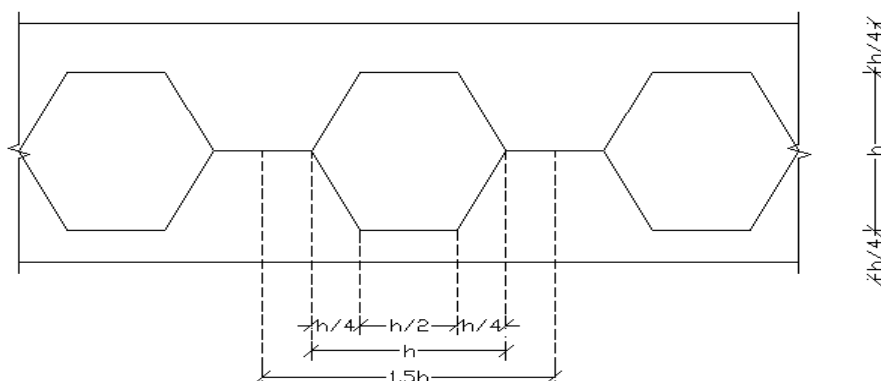
در ایران معمولاً برای برش تیر معمولی جهت ساخت تیر لانه زنبوری از روش گرم (برنول) استفاده می شود.

در این روش با روشن کردن دو گاز استیلن و اکسیژن که در دو کپسول به ارتفاع تقریبی ۱۸۰ سانتی متر موجود است شعله بنفش رنگ قوی حاصل می شود که با آن دو شعله برش در روی خط مشخص حاصل می شود.

۱۱-۲-۴- انواع تیر لانه زنبوری (از نظر هندسه):

از نظر هندسی و ابعاد خط برش (هندسه حفره ها) دو نوع تیر لانه زنبوری حاصل می شود.

۱- تیر لانه زنبوری حاصل از روش پاییز^{۱۲}.

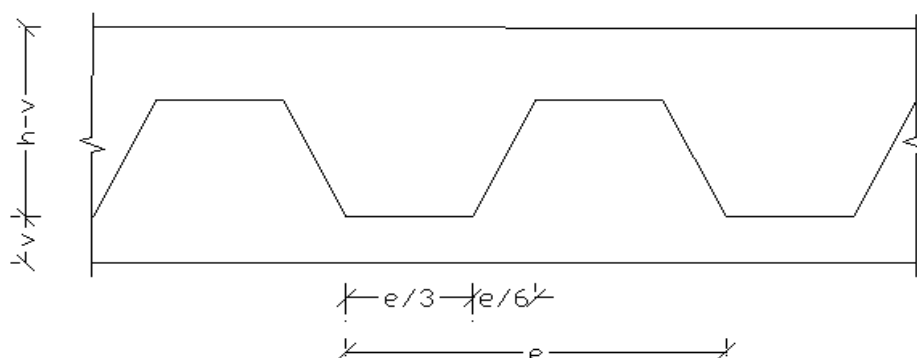


تیر لانه زنبوری تهیه شده با روش پانیر

در این روش ارتفاع تیر لانه زنبوری ۱/۵ برابر تیر I شکل معمولی می باشد.

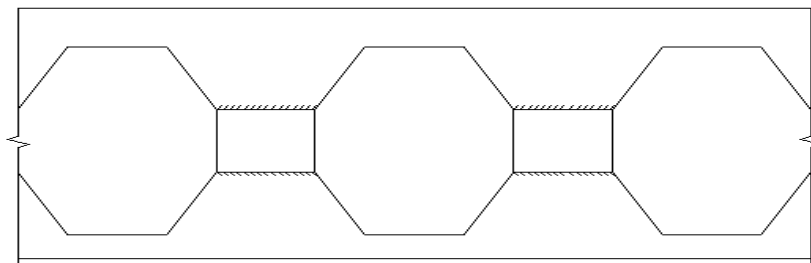
شیوه برش پاییز از متداولترین اشکال برای برش تیره لانه زنبوری می باشد.

۲- تیر لانه زنبوری حاصل از روش لیتسکا^{۱۳}:



تیر لانه زنبوری تهیه شده با روش لیتسکا

در هر دو روش می توان قطعات ورق مربع یا مستطیل شکل را در روی دندانه ها جوش داد که باعث افزایش ظرفیت خمش تیر خواهد شد. در این گونه تیرها باید نهایت دقت را درجوشکاری به عمل آورد.



افزایش ظرفیت تیر لانه زنبوری با ورق روی دندانه‌ها

لازم به ذکر ایست در صورتی که خط برش در تیرها به صورت مایل اجرا شود تیر حاصل تیر لانه زنبوری با ارتفاع متغیر خواهد بود .

۱۱-۳- پله‌های مرکب:

زمانی که پروفیل های موجود در بازار کافی برای ظرفیت خمش مورد نیاز نباشد و یا استفاده آنها اقتصادی نباشد و همچنین استفاده تیرهای لانه زنبوری حتی با تقویت جوابگوی بارهای وارده و طول دهانه موجود نباشند اقدام به استفاده از پله‌های مرکب می کنیم .

۱۱-۳-۱- انواع پل های مرکب (از لحاظ نحوه ساخت):

تیر مرکب در چندین حالت ساخته می شود .

۱- روفیلی که از بریدن تیرآهنهای معمولی ایرانی از وسط جان و اتصال ورق مناسب به دو قسمت بریده شده ساخته می شود این روش برای پروفیل‌های نمره ۲۰ به بالا اقتصادی خواهد بود .

۲- تیر مرکبی که از اتصال سه ورق به هم تشکیل می شود .

۱۲- طول کردن تیرهای اصلی (شاهتیر) و تیرهای فرعی (تیر پوشش):

به طور کلی به دلایل زیر مجبور به طول کردن (وصل کردن دو پروفیل به هم) هستیم .

- عدم کافی بودن طول تیر آهن استاندارد (۱۲ متر) برای اجرا

- تغییر اندازه پروفیل (ارتفاع پروفیل)

- کاهش ضایعات تیر آهن

برای طولیل کردن تیرها به این صورت عمل می کنیم که ابتدا بعد از در یک امتداد قرار دادن دو تیر برای ایجاد جوش کامل در هر یک از تیرها درز یا پخ مناسب ایجاد کرده و اقدام به جوشکاری می کنیم. سپس سطح جوش را سنگ زده و اطراف درزا با صفحه (ورق) می پوشانیم و اطراف آن را جوش کامل می دهیم لازم به تذکر است که بهترین محل برای اتصال دو پروفیل نقطه عطف لنگر خمش و تلاش برشی می باشد و باید از ایجاد اتصال در محل لنگر و برش حداکثر پرهیز کرد.

۱۳- اتصال شاهتیر به ستون :

اتصال پل به ستون به صورتهای زیر اجرا می شود .

۱۳-۱- اتصال پل به ستون به صورت ساده(مفصلی):

در اتصال مفصلی یا ساده درجه صلبیت (R) کمتر از ۲۰ درصد می باشد. برای ایجاد این اتصال می توان از نبشی نشیمن تقویت نشده (انعطاف پذیر) که برای واکنش های تکیه گاهی کوچکتر از ۱۵تن است استفاده کرد. در صورتیکه واکنش تکیه گاهی از حد قابل قبول برای نشیمن تقویت شده (ساده) تجاوز کند (مثلاً در حدود ۲۰ تن) ضخامت نبشی بی اندازه بزرگ شده لذا در این صورت باید از نشیمن تقویت شده به صورت T شکل استفاده کرد.

صفحه تقویت کننده یا لچلی می تواند به شکل مستطیل یا مثلث باشد . همچنین ضخامت صفحه نشیمن گاه در حدود ضخامت بال تیر اختیار می شود .

در صورت استفاده از نشیمن تقویت شده یا نشده باید یک نبشی کمکی دیگری در بالای تیر نصب کرد که در محاسبه در مقابل عکس العمل تکیه گاهی به حساب نمی آید و فقط وظیفه آن ایجاد تکیه گاه جانبی و جلوگیری از غلتیدن و ثابت نگه داشتن تیر در محل خود می باشد .

بعد از اتمامال نبشی نشینی یا نشیمن تقویت شده به ستون در روی زمین و استقرار ستون در محل خود اقدام به نصب پل در

محل خود می کنیم .

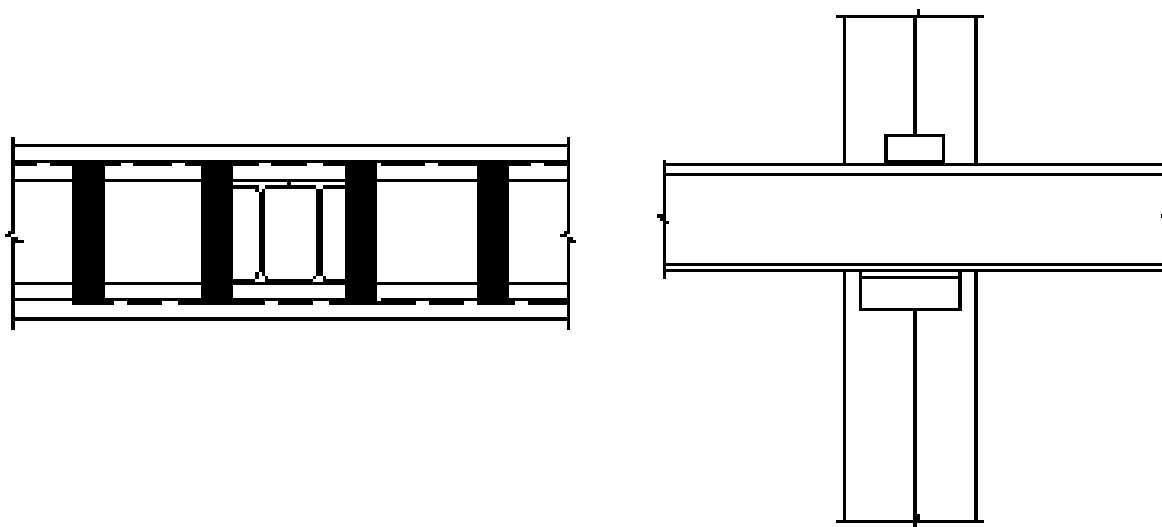




اتصال ساده تیر به ستونو اتصال تیر به ستون تقویت شده

نوع دیگری از اتصال به نام اتصال خورجینی وجود دارد که توسط دو نبشی تحتانی و فوقانی تیر را به ستون متصل می کند . با توجه به عدم وجود اطلاعات آزمایشگاهی از درجه صلبیت چنین اتصالاتی این سیستم در رده اتصالات ساده می باشد. در واقع فرض می شود که تیر قادر به انتقال لنگر به ستون نمی باشد و نیروی جانبی توسط دیوار برش یا بادبند تحمل می گردد . البته به علت یکسره بودن این تیر می توان آن را در مقابل بار قائم به صورت تیر ممتد با احتساب لنگر منفی در تکیه گاهها طراحی کرد .

برای یکپارچه عمل کردن دو پل عبوری باید این دو پل را به همدیگر توسط تسمه هایی وصل کرد تا عملکرد یکپارچه داشته باشند .

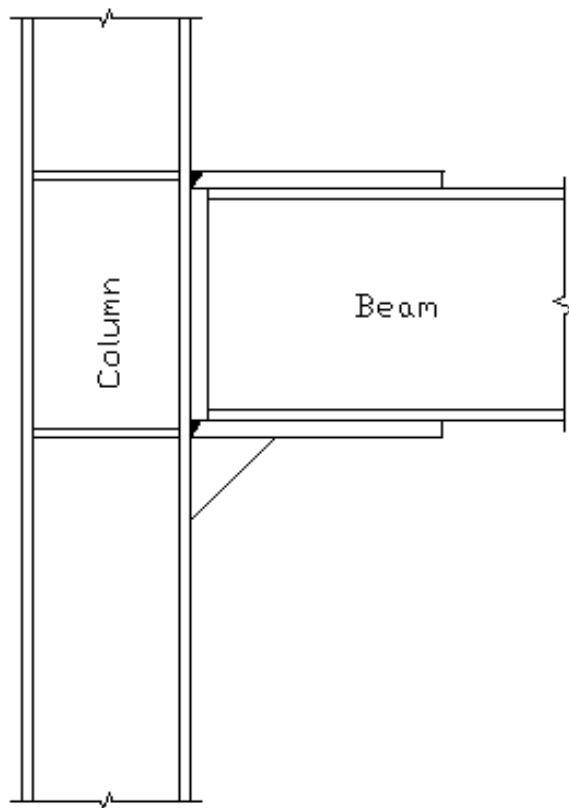


اتصال پل به ستون به صورت خورجینی

۱۳-۲- اتصال پل به ستون به صورت گیردار:

در این نوع اتصال تامین درجه کیرداری بیش از ۹۰ درصد الزامی است که در واقع باید درجه صلبیت (R) بیش از ۹۰ باشد .
 برای ایجاد چنین اتصالی می توان از ترکیب ورق کشش فوقانی با شکل مستطیلی یا ورق اصطلاحاً کله گاوی - ورق فشاری تحتانی - نبشی یا ورق جان به منظور جذب نیروی برشی - نبشی نشیمن ساده یا تقویت شده استفاده کرد .
 رفتار ورق کششی فوقانی مورد مطالعه و تحقیقات زیادی قرار گرفته و عملکرد مناسب آن به تصدیق رسیده است .
 لازم به ذکر است جوش متصل کننده ورق فوقانی و تحتانی باید به صورت نفوذی باشد .
 از آنجایی که در یک اتصال صلب نیروهای موجود در بالهای تیر به صورت نیروهای فشاری و کششی وارد بال ستون می شوند ممکن است احتیاج به سخت کننده های فشاری و کششی باشد این سخت کننده ها در ناحیه ای که نیروی بال فشاری می باشد از لهیدگی جان ستون و در ناحیه ای که نیروی کششی است از تغییر فرم بال ستون جلوگیری می کنند .
 پلهای یکسره (گیردار) معمولاً از پلهای با دهانه ساده به دلایل زیر اقتصادی تر هستند .
 ۱- لنگر مثبت حداکثر پل یکسره از لنگر مثبت حداکثر پل ساده تغیر آن کوچکتر است .

۲- حداکثر خیز تیر یکسره بدلیل گیردار بودن تکیه گاهها از حداکثر خیز تیر ساده کمتر است که موجب صرفه جویی در مصرف پروفیل می شود .



اتصال پل به ستون به صورت گیردار

۱۴- سقفها^{۱۴} :

در سازه های اسکلت فلزی می توان برای پوشش طبقات از سقف های طاق ضربی یا تیرچه - بلوک استفاده کرد .

۱۴-۱- سقفهای طاق ضربی^{۱۵} :

اجرای سقفهای طاق ضربی بدین صورت است که بعد از اجرای تیرهای اصلی (شاهتیرها) فضای بین شاهتیرها با تیرهای فرعی (تیرچه) به فواصل ۰/۶۵ تا ۱/۱ متر و طول دهانه حداکثر ۵ متر پوشش داده می شود .

بعد از پوشش فضای سقف توسط تیرچه فضای بین تیرچه ها توسط آجر با ملات گچ و خاک و با خیزی حدود ۲ سانتی متر پوشش داده می شود .

در ساخت ملات گچ و خاک حدوداً ۵۰ درصد گچ را با ۵۰ درصد خاک رس مخلوط می کنند . علت استفاده از خاک رس در ملات گچ و خاک این است که ملات گچ و خاک درگیرتر از ملات گچ خالص است از طرفی وجود خاک باعث می شود تا خاصیت شکل پذیری ملات بیشتر شود همچنین باعث می شود از لحاظ اقتصادی بصرفه باشد .

۱۴-۱-۱- نکاتی در مورد سقف طاق ضربی:

در اجرای سقف طاق ضربی باید به نکات زیر توجه داشت .

- هنگام اجرای سقف از آجر کاملاً زنجاب شده که مدتی در آب مانده استفاده نشود و فقط آجر ۱ به صورت سریع در داخل آب برد شود تا گرد و غبار روی آن شسته شود .

- بهتر است در فصل بارندگی از اجرای این سقف خودداری شود زیرا اگر روی سقف روسازی نشود بعلت عدم وجود منافذ لازم در سقف آب باران در سقف باقی می ماند و باعث فساد گچ می شود .

- اگر خیز سقف از حدود ۲ سانتی متر بیشتر باشد باعث می شود در زیر سقف به علت ایجاد سطحی تخت بیش از حد ملات برای اندود کاری مصرف شود که باعث افزایش بارمرده نیز خواهد شد و اگر خیز سقف کمتر از حدود ۲ سانتی متر شود به واسطه تخت شدن سقف ممکن است به علت نیروهای وارد سقف فرو ریزد .

- برای اطمینان از مقاومت طاق ضربی و از بین بردن منافذ و ایجاد جسمی توپر و یکپارچه بعد از اتمام طاق زنی روی سقف را با دوغاب گچ می پوشانیم .

- برای اتصال تیرهای فرعی (تیرچه) به تیرهای اصلی از نبش جان استفاده می شود برای ایجاد سطح صاف در زیر سقف تیرهای فرعی را از یک طرف زبانه می کنند .

- هر چه بتوانیم محل اتصال را تا حدودی گیردار کنیم لرزش و خیز در تیر کمتر خواهد شد .



سقف طاق ضربی

۱۴-۲- سقف تیرچه - بلوک^{۱۶} :

در صورت استفاده از دال بتنی در دهانه های بزرگ (بزرگتر از ۵ متر) به دلیل رعایت حداقل ارتفاع دال جهت کنترل خیز ارتفاع دال زیاد شده در نتیجه بتن موجود در ناحیه کشش عملاً درباربری خمشی اثری نخواهد داشت و فقط موجب افزایش بار مرده سقف خواهد شد از این رو سقف تیرچه بلوک که به عنوان دال یک طرفه عمل می کند می تواند جایگزین خوبی برای دالهای توپر در دهانه های بزرگ باشد از این سقف می توان در ساختمان های آجری (مصالح نباتی) فلزی و بتنی استفاده کرد.

۱۴-۲-۱ محاسن سقف های تیرچه بلوک :

- سبکی وزن سقف
- مقاوم در برابر آتش سوزی
- مقاومت مطلوب در مقابل نیروهای جانبی (باد و زلزله)
- عایق صوت ، رطوبت و حرارت
- صاف و هموار بودن سطح زیر سقف بعد از اتمام اجرای سقف

۱۴-۲-۲ معایب سقفهای تیرچه بلوک:

- مدت زمان اجرای آن نسبت به سقف های مشابه زیاد است
- نیاز به نیروی متخصص برای اجرای سقف



سقف تیرچه بلوک

۱۴-۲-۳- اجزاء متشکله سقف تیرچه - بلوک:

۱۴-۲-۳-۱ تیرچه:

متداولترین نوع تیرچه در ایران تیرچه های بتونی می باشد

۱۴-۲-۳-۱-۱ اجزاء تیرچه:

اجزاء متشکله این تیرچه عبارتند از:

۱- میلگردهای تحتانی (میلگردهای کششی) : این میلگردها با قطر ۶ تا ۱۶ برای تحمل کشش در مقطع کار گذاشته می شوند . برای صرفه جویی در مصرف میلگرد می توان یکی از میلگردها را فقط در قسمت میانی تیرچه (محل ممان مثبت) گذاشت. برای ثابت ماندن و حرکت نکردن میلگردها در موقع بتن ریزی می توان توسط قطعاتی از میلگرد ، میلگردهای تحتانی را بهم بست. .

۲- میلگردهای فوقانی (فشاری) : این میلگردها داخل بتن سقف قرار می گیرد و از میلگرد شماره ۶ یا شماره ۸ برای این میلگرد استفاده می شود .

۳- میلگرد خرپا : این میلگرد برای متصل کردن میلگرد فوقانی و تحتانی مورد استفاده قرار می گیرد و از میلگرد شماره ۶ یا ۸ برای این مورد استفاده می شود .



تیرچه

۱۴-۲-۳-۱-۲- نحوه ساخت تیرچه :

نحوه ساخت تیرچه بدین صورت است که بعد از اتصال میلگردهای فوقانی و تحتانی توسط میلگرد خرپایی مجموعه حاصل را داخل قالب فلزی و یا قالب سفالی قرار داده و توسط بتن با عیار ۴۰۰ تا ۵۰۰ کیلوگرم متر مکعب حاوی مصالح سنگی ریز دانه پر می کنند. سپس توسط میز لرزان مجموعه حاصل ویبره می شود. البته موقع بتن ریزی تیرچه بهتر است خرپا را قدری در محل خود جابجا کنیم تا تمام اطراف میلگردهای تحتانی را بتن فرا بگیرد .

در صورت استفاده از قالب سفالی که به طور دائمی با تیرچه خواهد بود بهتر است قالب سفالی را داخل آب زنجاب کنیم تا در هنگام بتن ریزی آب بتن را نمکد .

بعد از سخت شدن تیرچه آن را باید چند روز در داخل آب گذاشت .

عرض تیرچه ها ۸ تا ۱۲ سانتی متر و ضخامت آنها معمولاً ۴ سانتی متری باشد.

۱۴-۲-۳-۲- بلوک :

انواع بلوک در سقف تیرچه بلوک استفاده می شوند که عبارتند از :

- بلوک سیمانی که بدلیل وزن زیاد بدترین گزینه است .

- بلوک سفالی

- بلک یونولیتی .

همه ی این بلوک نقش قالب داشته و برای ایجاد سقف می باشند و هیچ گونه باری را متحمل نمی شوند.



بلوک سفالی

ارتفاع بلوک ها بین ۱۰ تا ۳۰ سانتی متر می باشد که در اجرا از ارتفاع ۱۸ به بالا استفاده می شود. همچنین عرض بلوکها ۲۰ سانتی متر و طول آنها ۴۰ تا ۶۰ سانتی متر می باشد ارتفاع بلوکها تابع ضخامت سقف می باشد .

ارتفاع بلوک (cm)	ضخامت سقف (cm)
۱۸	۲۵
۲۲	۳۰
۲۶	۳۵
۳۰	۴۰

هنگام استفاده از قالب سفالی برای ساخت تیرچه بهتر است از بلوک سفالی استفاده شود تا بعد از سفید کاری در زیر سقف سایه به جهت اختلاف رنگ تیرچه و بلوک بوجود نیاید .

۱۴-۲-۳-۳- میلگرد ممان منفی:

اگر فرض شود که تکیه گاه تیرچه گیردار است باید در محل تکیه گاه میلگردی جهت تحمل ممان منفی وجود داشته باشد که این میلگرد موسوم به میلگرد ممان منفی می باشد .

۱۴-۲-۳-۱- محل میلگرد ممان منفی:

در دو مورد نیاز به میلگرد ممان منفی می باشد که طول و قطر آن را محاسبه تعیین می کند یک مورد زمانی است که دو عدد تیرچه به یک میلگرد ختم شود. در این صورت از میلگردی به طول ۲ تا ۲.۵ متر استفاده می شود و مورد دیگر ختم شدن به تیر پیرامونی می باشد که در این صورت میلگرد ممان منفی به صورت گونیا می باشد که قسمت راست آن را روی میلگرد های فوقانی تیرچه و قسمت خم شده ی آن را در داخل آهن های تیر قرار می دهند. میلگردهای ممان منفی باید توسط مفتول به میلگردهای سقف بسته شوند .

۱۴-۲-۳-۴- میلگرد حرارتی :

این میلگردها بعد از کار گذاشتن بلوکها در جهت عمود بر تیرچه ها به فاصله ۲۵ تا ۴۰ سانتی متر با میلگردهای به قطر ۶ یا ۸ یا ۱۰ در روی سقف به منظور کنترل تنشهای ناشی از افت بتن و تغییر درجه حرارت کار گذاشته می شود. با این کار ترک خوردگی بتن در جهت عمود بر تیرچه ها کاهش یافته و در راستای عمود بر تیرچه پیوستگی سازه ای برقرار می شود.

این میلگردها باید با مفتول به میلگردهای سقف متصل شوند .

۱۴-۲-۳-۵- کلاف عرضی (شناژ مخفی):

در نشریه ۹۴ دفتر تحقیقات و معیارهای فنی آمده است که بهتر است برای جلوگیری از پیچش تیرهای T شکل و برای توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه بلوک و همچنین در محل هایی که بار منفرد موجود باشد کلاف عرض در جهت عمود بر تیرچه ها اجرا شود.

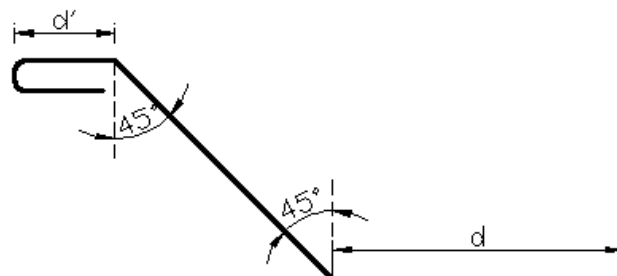
طبق نشریه فوق در دهانه های بیشتر از ۴ متر و بارزنده کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع یک کلاف تعبیه می شود و حداقل سطح مقطع میلگردهای طولی تیر کلاف نصف میلگردهای کششی تیرچه می باشد.

همچنین برای بارزنده بیش از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و دهانه ۴ تا ۷ متر ۲ کلاف میانی و برای دهانه های بلند تر از ۷ متر ۳ کلاف میانی اجرا می شود. در این حالت مقدار میلگردهای کلاف میانی برابر میلگردهای کششی تیرچه می باشد . همچنین طبق نشریه ۹۴ دفتر تحقیقات و معیارهای فنی حداقل قطر فولاد مصرفی در کلاف عرضی برای میلگرد آجدار ۶ میلی متر و برای میلگرد ساده ۸ میلی متر می باشد .

برای اجرای این کلاف بعد از اتصال میلگرد تحتانی کلاف به شبکه خربایی و میلگرد فوقانی کلاف به میلگرد فوقانی تیرچه، زیر کلاف تخته ای به عنوان قالب گذاشته و بتن ریزی می شود .

۱۴-۲-۳-۶- قلاب اتصال :

در صورت استفاده از سقف تیرچه بلوک در ساختمان های اسکلت فلزی میلگردهای تیرچه روی نصف پهنای بال تیرها قرار می گیرند که این تکیه گاه در شرایط بار ثقلی کافی می باشد. اما در صورت اعمال بار چانبی این تکیه گاه که حدوداً بین ۲ تا ۳ سانتی متر است کافی نخواهد بود لذا با استفاده از میلگردی مانند شکل زیر تیرچه را به تیر اصلی متصل می کنیم در این شکل فاصله d در حدود ۴۰ تا ۵۰ سانتی متر است و طبق محاسبه تعیین می شود زوایای 45B,X درجه می باشد و d مساوی عرض جان پل می باشد .



قلاب اتصال تیرچه به تیر فلزی

۱۴-۲-۴- مراحل اجرای سقف تیرچه بلوک :

۱- قالب بندی بدنه خارجی تیر

۲- اتصال تیرچه ها به تیر اصلی : در موقع اتصال تیرچه به تیر اصلی باید میلگردهای تیرچه لخت شده و روی پل قرار بگیرند. همچنین باید از جوش دادن میلگردهای تیرچه به تیر اصلی خودداری کرد . بعد از قرارگیری میلگردها روی تیر اصلی هنگام بتن ریزی سقف روی این میلگردها را بتن سقف احاطه خواهد کرد .

۳- شمع بندی زیر تیرچه ها : شمع بندی تیرچه ها به فواصل مشخص انجام شده و بهتر است شمع بندی به گونه ای باشد که وسط تیرچه ها در حدود ۲ تا ۳ سانتی متر خیز معکوس داشته باشند . البته مقدار خیز معکوس بستگی به طول دهانه دارد .



شمع بندی سقف تیرچه بلوک با شمع فلزی

۴- قراردادن بلوکها بین تیرچه ها :

در صورت عبور کانالهای تاسیساتی بهتر است عرض کانال از یک بلوک تجاوز نکند. چنانچه این امر محقق نشود تیرچه در آن محل قطع و میلگردهای تیرچه را در میلگردهای عرضی محل عبور کانال مهار می کنیم . بهتر است تیرچه در طبقات، مقابل هم قرار گیرند تا عبور لولههای تاسیساتی به سهولت انجام گیرد .

۵- کار گذاشتن میلگردهای ممان منفی :

باید دقت نمود تا تیرچه های دو طرف تیر اصلی در یک راستا باشند تا بستن میلگردهای ممان منفی به سهولت انجام گیرد و اگر چنین امری محقق نشد باید برای هر تیرچه میلگرد ممان منفی جداگانه ای در نظر گرفت .

۶- کار گذاشتن میلگردهای حرارتی : میلگردهای حرارتی باید بدون انحنا موضعی بوده و صاف باشند .

۷- بتن ریزی و ویبره کردن بتن سقف :

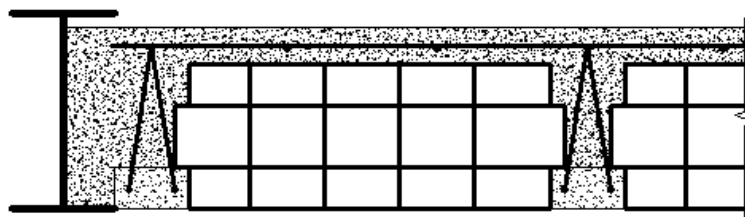
قبل از بتن ریزی باید روی بلوکها را آب پاشی کرد تا سیراب شوند و آب بتن را نکمند همچنین بهتر است بتن ریزی سقف در یک روز باشد و چنانچه این کار محقق نشود بهتر است محل قطع بتن روی بلوکها باشد نه روی تیرها .

بتن سقف باید ویبره شود و قبل از این که بتن کاملاً سفت شود توسط ماله سطح آن یکنواخت گردد

۸- عمل آوری بتن سقف:

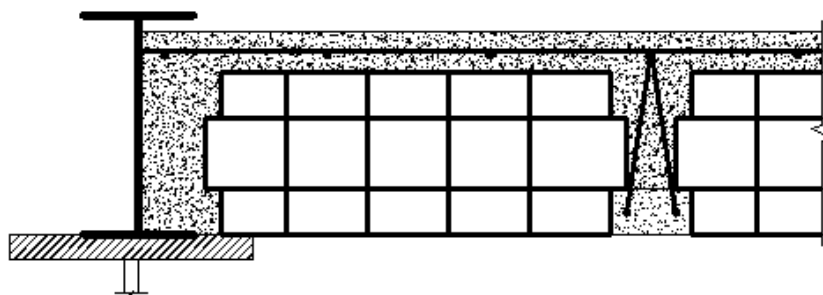
طبق نشریه ۸۲ سازمان مدیریت و برنامه ریزی اجرای سقف تیرچه بلوک در مجاورت تیرهای موازی تیرچه ها به دو صورت انجام میگیرد .

۱- در حالت اول در موازای تیرها تیرچه قرار می گیرد. در این صورت بار سقف به تیر منتقل نشده و بار را تیرچه گرفته و منتقل می کند. این حالت با پیش فرض پخش بار دال یکطرفه برنامه ETABS همخوانی دارد .



حالتی از اجرای سقف در مجاورت تیر فولادی

۲- در حالت دوم تیرچه در موازای تیر قرار نمی گیرد . در این حالت بارسقف به تیرموازی تیرچه ها نیز وارد شده لذا در صورت استفاده از برنامه ETABS برای طراحی سازه باید بار این تیر به صورت دستی وارد شود .



۱۵- راه پله ها :

پله با توجه به مکانهای احداث و همچنین فضای موجود برای احداث انواع مختلفی دارد که متداولترین آنها پله های دو ر امپه یا پله های دو طرفه با یک پاگرد می باشد .

برای ساخت اسکلت این پله ها می توان از پروفیل ۱۴ یا ۱۶ به عنوان شمشیری استفاده کرد که موکداً توصیه می شود در ساختمانهای تجاری یا مکانهای پر ازدحام پروفیلهای شمشیری طراحی شده و شماره آن تعیین گردد .

بعد از تعیین نمره شمشیری پله باید توسط الگو (از جنس مقوا) اقدام به خارج کردن قسمتی از شمشیری به شکل مثلث برای ایجاد قسمت افقی و قائم شمشیری کرد. در صورتی که شمشیری پله شروع طبقه اول باشد یک قسمت مثلثی را از قسمت تحتانی شمشیر و قسمت دیگر مثلثی از قسمت فوقانی شمشیری جدا می شود . و اگر شمشیری مربوط به پله های غیر از پله ی شروع باشد هر دو قسمت مثلثی را از قسمت تحتانی شمشیری جدا می کنیم .

بعد از برش کاری شمشیری ، شمشیری را خم کرده تا قسمت های افقی و قائم ایجاد شوند سپس اقدام به جوشکاری محل کرد و بعد از سنگ زنی چوش اقدام به وصل ورق وصله کرده و آن را به شمشیری جوش می دهیم .

۱۵-۱- انواع شمشیری راژله دو طرفه (از نظر شیوه نصب):

در نصب شمشیری پله دو شیوه وجود دارد :

۱- درخود شمشیری پاگردها ایجاد شده و یک سر شمشیری به تیر موجود در سقف که به دو ستون متصل است، وصل می شود و سر دیگر به تیر نیم طبقه که به دو ستون وصل شده، وصل می شود . در شمشیری پله فقط یک پاگرد ایجاد می شود و یک سر شمشیری به تیر موجود در نیم طبقه که وصل به دو ستون است متصل شده و سر دیگر شمشیری به تیری که در سقف طبقه موجود است و در ابتدای پاگرد طبقه وصل به دو تیر میانی راه پله که به ستون وصل شده اند وصل شده است .

بعد از اجرای اسکلت شمشیرها ی پله اقدام به پوشش فضای ما بین شمشیری ها کرده که این کار را می توان با سقف طاق ضربی انجام داد .



ع پله:



۱۵-۲

بعد از اجرای دیوارهای کناری راه پله می توان اقدام به گذاشتن کف و ارتفاع پله ها در روی پله کرد. برای انجام این کار می توان بعد از مشخص شدن تعداد و ارتفاع و کف پله ها با استفاده از متر و تراز اقدام به خط کردن ارتفاع و کف پله ها با گچ سفید در روی دیوار کرد. که از طریق آن می توان کف و ارتفاع پله ها را نصب نمود. در موقع نصب کف پله ها معمولاً ۲ تا ۳ میلی متر شیب برای شستشوی راحت پله می دهند(برای شستشوی راحت پله) .

۱۶- سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی (بادبند و دیوار برشی):

۱۶-۱- بادبند :

برای مقابله با نیروهای جانبی (باو و زلزله) و مهار کردن آنها، در سازه ها از بادبند استفاده می شود. در واقع در صورت به کار بردن یک شبکه بادبند در یک دهانه، بخش های دیگر قاب با تکیه در آن پایداری خود را حفظ می کنند. و در واقع نیروی زیادی لازم است تا با ایجاد تغییر طول اضلاع اعضای بادبند تغییر زاویه در شبکه بادبندی ایجاد و سازه را تغییر شکل دهند. .

بادبندها انواع مختلفی دارند که نوع ضربدري آن متداولترین نوع آن است که عملکرد خوبی نیز نسبت به سایر بادبندها دارد. اما از لحاظ معماری محدودیت داشته و نمی توان در دهانه بادبندی شده با مهاربند (بادبند) ضربدري بازشو ایجاد کرد برای رفع این مشکل می توان از انواع دیگر بادبند استفاده کرد .

در محل اتصال بادبند به گوشه تیر و ستون و همچنین اتصال دو پروفیل بادبند به هم (محل تقاطع) از صفحاتی به منظور تامین طول جوش مورد نیاز استفاده می شود .



اتصال بادبند به محل اتصال تیر و ستون/اتصال بادبند ها در محل تقاطع پرو فیل هلی بادبند

بعد از اتصال پروفیل های دابل به هم که مابین آنها از لقمه به فواصل مشخص برای عملکرد یکپارچه و همچنین جلوگیری از کمانش نیمرخ ها استفاده می شود و همچنین بعد از اتصال دو پروفیل متقاطع در بادبند ضربدری در روی زمین، کل سیستم بادبند یک دهانه را با جرثقیل یا با طناب بالا برده و در محل های مورد نظر که صفحه های نصب شده در محل اتصال تیر و ستون می باشند نگه داشته و جوش به طول مورد نظر را می دهند .



گذاشتن لقمه مابین پرو فیل های دابل بادبند

۱۶-۲- دیوار برشی :

یکی دیگر از سیستم های مناسب برای مقابله با نیروهای جانبی سیستم دیوار برشی می باشد . دلیل نام گذاری این دیوارها به دیوار برشی از آن جهت است که قسمت عمده برش ناشی از نیروهای جانبی را جذب و منتقل می کنند . این دیوار ها را می توان از نظر نسبت ارتفاع به طول و همچنین از لحاظ شکل تقسیم بندی کرد. از لحاظ نسبت ارتفاع به طول این دیوارها به دیوار برشی کوتاه و بلند تقسیم می شوند. اگر نسبت ارتفاع به طول دیوار کمتر از ۲ یا ۳ باشد این دیوار ، دیوار برشی کوتاه است. دیوار های برشی کوتاه در برابر خمش بر خلاف برش از مقاومت بیشتری برخوردارند و اگر نسبت ارتفاع به طول دیوار زیاد باشد عملکرد دیوار مانند تیر طره ای عمیق می باشد. و در آن خمش از برش از اهمیت به مراتب بیشتری برخوردار است.

از نظر شکل این دیوارها به صورت بالدار و غیر بالدار تقسیم می شوند مقاطع بال دار از پایداری و شکل پذیری بیشتری نسبت به مقاطع بدون بال برخوردار هستند. از این جهت توصیه می شود از مقاطع بالدار استفاده شود .

در ضمن دیوارهای برشی هم به صورت دو بعدی (تیغه ای) یعنی در یک راستا و هم به صورت سه بعدی یعنی در دو راستا اجرا می شوند .

۱۶-۲-۱- موقعیت دیوار برشی در پلان :

موقعیت دیوارهای برشی در پلان همانند بادبندها باید بگونه ای باشد که تا حد امکان مرکز جرم طبقات بر مرکز سفتی آنها نزدیک باشد. علاوه بر این موضوع دیوارهای برشی نباید به صورت همگرا باشند زیرا در این صورت در مقابل حرکات پیچشی زمین مقاومت خوبی نخواهند داشت .

۱۶-۲-۲- اجرای ستون فولادی در مجاورت دیوار برشی :

ستون فولادی مجاور دیوار برشی به دو صورت اجرا می شود .

۱۶-۲-۲-۱- اجرای ستون به صورت غیر مدفون در دیوار برشی :

در یک نوع این روش، ستون فولادی در کنار دیوار برشی اجرا می شود و برای انتقال مناسب برش بین دیوار و ستون فولادی از برشگیر که روی ستون اجرا می شود استفاده می شود.

اجرای دیوار برشی به شکل ذکر شده در فوق از لحاظ اجرایی ساده می باشد ولی معایبی به شرح زیر نیز دارد .

۱- مقطع ستون فولادی و ابعاد کف ستون ها و تعداد بولتها افزایش می یابد و غیر اقتصادی می شود.

۲- این نوع شیوه اجرا را نمی توان در نرم افزار طراحی کرد .

در نوع دیگر این روش که در پروژه های مقاوم سازی اجرا می شود ما بین ستون و دیوار از مواد تراکم پذیر جهت عدم تداخل عملکرد دیوار برشی و ستون استفاده می شود. در این روش مقطع ستون به طور غیر اقتصادی افزایش نمی یابد . از محدودیتهای این روش این است که نمی توان دیوارهای برشی سه بعدی را مطابق این روش اجرا کرد و این روش منحصر دیوارهای برشی دو بعدی می باشد .

۱۶-۲-۲-۲- اجرای ستون به صورت مدفون در دیوار برشی :

در این روش ستون فولادی داخل بتن دیوار برشی قرار می گیرد . به دلیل اینکه ابعاد ستون فولادی مدفون در بتن کوچک می باشد . ابعاد آن باید به گونه ای اختیار شود که امکان اجرای اتصال مناسب تیرهای متصل به ستون فراهم گردد .

برای انتقال مناسب برش میان دیوار و ستون فولادی باید از برشگیرهایی که متصل به ستون است استفاده شود .
در مواقعی که احتمال جدایی دیوار از ستون فولادی تحت اثر بارهای لرزه ای شدید وجود دارد در دیوارهای با شکل پذیر می متوسط و زیاد فولاد عرضی اجزاء مرزی باید به اندازه دو برابر بعد جزء مرزی در راستای دیوار در داخل دیوار ادامه یابد .

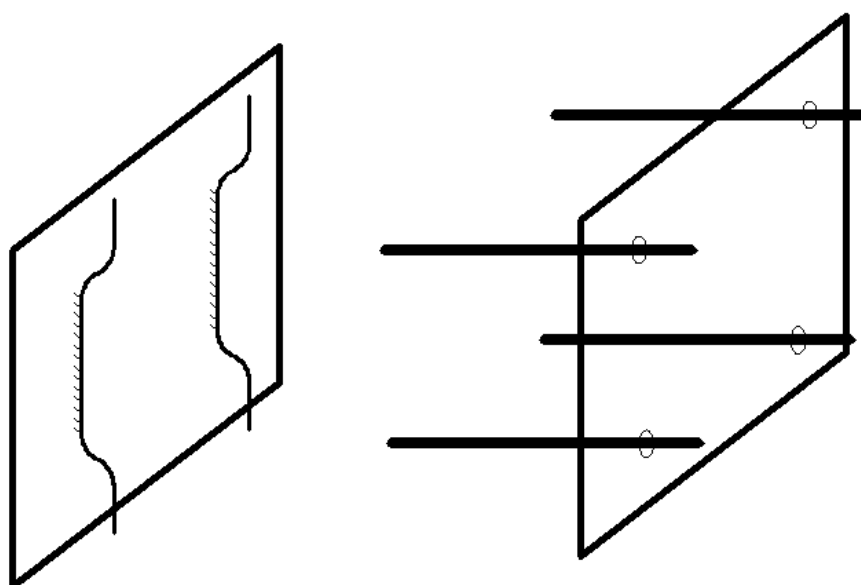
۱۶-۲-۳- مسائل مربوط به تیر فولادی مدفون در بتن :

تا حد امکان از وجود تیر در داخل دیوار برشی بدلیل ضخامت کم دیوار که موجب قطع بتن ریزی می شود باید خودداری کرد . در صورت استفاده از تیر در داخل دیوار برشی باید از مقطع کوچک که در بالا و پایین برشگیر به آن متصل شده استفاده کرد .

بهتر است جهت تیر چه ها موازی دیوار برشی باشند در غیر این صورت از لحاظ اجرایی بهتر است که تیر داخل دیوار اجرا شود و تیرچه ها به تیر مدفون متصل شوند .

در صورت اتصال شمشیری به دیوار برشی باید در روی دیوار برشی صفحات فولادی که با آرماتور به دیوار متصل می شود نصب شوند .

دو نوع اتصال سبک و سنگین در زیر نشان داده می شود که در نوع سبک ورق اتصال قبل از بتن ریزی در پشت قالب کار گذاشته می شود و در نوع سنگین آن می توان بولت ها را قبل از بتن ریزی در محل خود قرار داد و اتصال صفحه به بولت را بعد از بتن ریزی انجام داد .

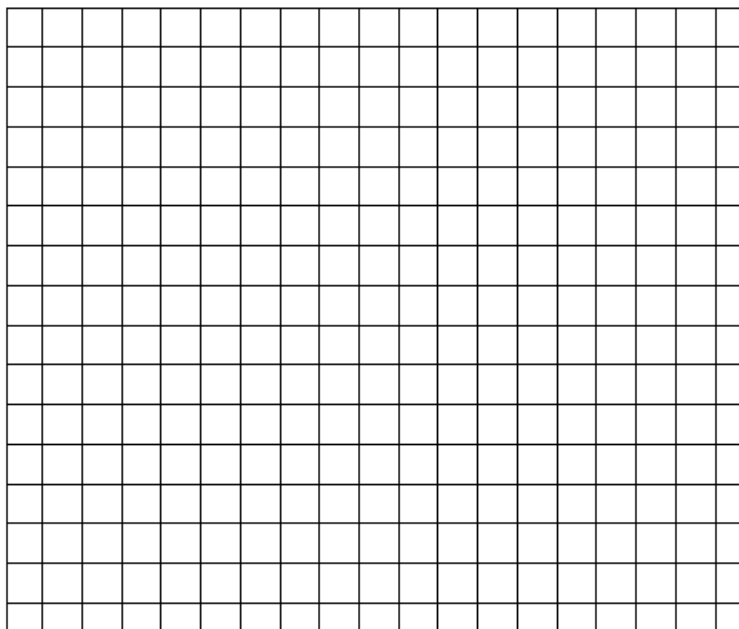


اتصال سبکو سنگین جهت اتصال شمشیری به دیوار برشی

۱۶-۲-۴- حالت های آرماتور گذاری دیوار برشی:

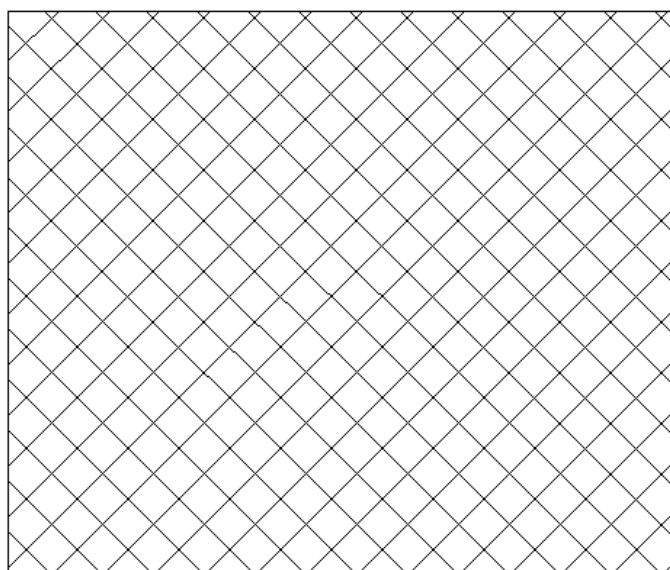
سه حالت در آرماتور گذاری دیوار برشی وجود دارد :

حالت اول که ساده ترین حالت آرماتور گذاری می باشد. که دارای بیشترین کاربردنسبت به حالت های دیگر است .



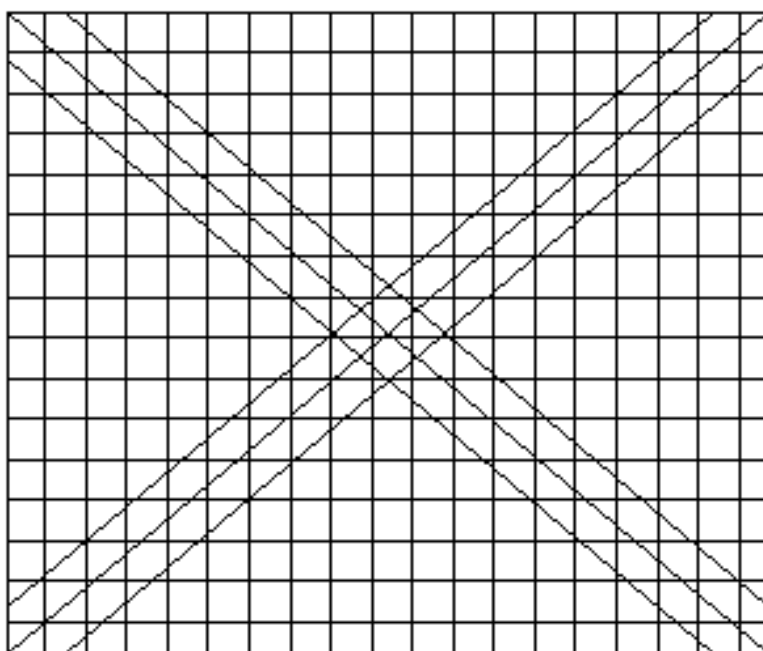
حالتی از آرماتور گذاری دیوار برشی

حالت دوم که از نظر مقاومت بهتر از حالت اول است ولی کمتر از حالت اول استفاده می شود.



حالتی از آرماتور گذاری دیوار برشی

حالت سوم که از نظر مقاومت بهتر از حالت‌های اول و دوم است ولی کمتر از حالت‌های اول و دوم مورد استفاده قرار می‌گیرد.



حالتی از آرماتور گذاری دیوار برشی

۱۶-۲-۵-آرماتورهای دیوار برشی :

در دیوار برشی چند نوع آرماتور وجود دارند :

۱- سفره فولادهای قائم و افقی که به طور یکنواخت در تمام سطح مقطع قرار می‌گیرند و مقدار حداقل آن بر اساس آئین نامه صرفنظر از تلاش برش وارد بر آن برابر 0.0025 برابر سطح مقطع دیوار در هر دو جهت می‌باشد. شبکه ی آرماتورهای افقی و قائم در دو ردیف قرار می‌گیرند ولی در مواردی که ضخامت دیوار کم است از این شبکه در یک ردیف استفاده می‌شود بهتر است سفره میلگردهای افقی دیوار در بیرون (نزدیک به قالب) و سفره میلگردهای قائم در داخل حجم دیوار قرار بگیرند.

۲- آرماتورهای خمشی که بهتر است تا حد امکان به صورت متمرکز در دو انتهای دیوار قرار بگیرند. در اغلب موارد آرماتورهای خمشی به صورت متمرکز در دو انتهای کار گذاشته نشده و به دلیل مشکلات اجرایی به طور یکنواخت در طول دیوار کار گذاشته می‌شود که در این صورت آرمانورهای قائم آرماتورهای خمشی دیوار برشی هستند.

۱۶-۲-۶- بازشو در دیوار برشی :

در بعضی موارد به دلیل مسائل معماری اقدام به ایجاد بازشو (دیوار یا پنجره) در داخل دیوار برشی می کنیم در صورتیکه ابعاد باز شو کوچک باشد معمولاً اثر قابل توجهی بر دیوار نمی گذارد اما اگر ابعاد بازشو بزرگ اختیار شود اثر قابل توجهی روی دیوار می گذارد. دو قسمت دیوار برشی اطراف بازشو توسط تیر همبند به هم متصل می شوند این تیر باعث عملکرد یکپارچه دیوار می شود. در دو حالت اشاره شده در فوق (بازشو با ابعاد کوچک و بزرگ) باید اطراف بازشو با آرماتور گذاری تقویت شود. در حالتی که باز شو کوچک می باشد معمولاً ۱ تا ۱.۵ برابر فولاد عرضی قطع شده در محل بازشو در طرفین و بالا و پایین بازشو میلگرد قرار داده می شود و در گوشه های بازشو به منظور جلوگیری از بروز ترکهایی که معمولاً از گوشه ها شروع حداقل دو میلگرد مورب با قطر ۱۶ میلیمتر قرار داده می شود.

در حالت دوم (بازشو با ابعاد بزرگ) در هر سمت باشو یک دسته از میلگردهای متمرکز قرار می دهد و نیازی به پیش بینی آرماتور دیگری در لبه های قائم بازشو نیست ولی در بالا و پایین بازشوها باید میلگرد کافی برای تامین عملکرد مطلوب قطعاتی که قسمتهای مختلف دیوار را به هم مرتبط می کند (تیر همبند) قرار داده شود. به علاوه بجای قرار دادن آرماتورهای مورب در گوشه ها ارجح آن است که دو دسته آرماتور قطری که با تنگ به هم بسته شده و به صورت ضربدری می باشد و عملکرد آن مانند بادبند ضربدری است در قطعات واسط (تیر همبند) پیش بینی شود. این آرماتورها باید به اندازه ۱/۵ برابر طول مهاری از گوشه های باز شو ادامه یابد.

۱۷- کرسی چینی و بلوکاز:

به اختلاف ارتفاعی که کف ساختمان با کف محیط خارج دارد کرسی چینی می گویند که با مصالحی مانند آجر یا سنگ اجرا می شود و عرضی آن بستگی به ارتفاع آن دارد یعنی عرضی کرسی چینی باید به گونه ای باشد که بتواند فشارهای جانبی ناشی از مصالحی که پشت کرسی چینی است را تحمل کند و عرض آن باید مقداری بیشتر از دیوار روی آن باشد.

۱۷-۱ دلایل اجرای کرسی چینی:

معمولاً کرسی چینی به سه علت زیر اجرا می شود.

۱- تمایل انسان برای زندگی در سطحی بالاتر از کف طبیعی زمین به دلیل احساس امنیت.

۲- جلوگیری از ورود برف و باران و برگ و خاشاک و غیره به داخل ساختمان.

۳- بدلیل امکان مسطح اجرا کردن کف ساختمان در زمینهای شیب دار.

بعد از کرسی چینی داخل محدوده کرسی چینی را با مصالحی مانند سنگهای قلوه ای درشت و ریز پر می کنند که این امر را بلوکاژ می گویند که قطر این سنگها از پایین به بالا کاهش می یابد .

اجرای بلوکاژ به دلیل جلوگیری از نفوذ رطوبت به کف ساختمان می باشد که با توجه به وجود فضاهای خالی در مصالح بلوکاژ این امر محقق می شود. مصالح بلوکاژ را روی خاک کوبیده شده که برای جلوگیری از نشست کوبیده شده است اجرا می کنند .

۱۸- اجرای تیر کنسول (طره) :

برای ایجاد پیش آمدگی در سازه ها از تیرهای کنسول استفاده می شود .
برای ایجاد تیر کنسول در سازه های اسکلت فلزی چند روش وجود دارد :

۱-۱۸- اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار :

در این روش تیر کنسول به صورت گیردار به ستون اتصال می یابد این روش معایب و محاسنی را به شرح زیر دارد .

۱-۱-۱۸- محاسن اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار :

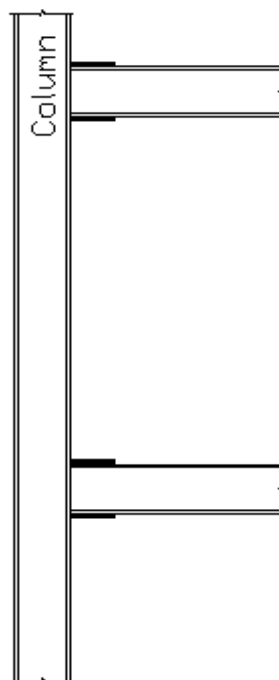
۱- از نظر معماری محدودیت نداشته (زمانیکه پیش آمدگی از طرفین باز باشد)

۱-۲-۱۸- معایب اجرای تیر کنسول با اتصال گیردار:

۱- اتصال گیردار اتصال حساسی از نظر جوشکاری می باشد و می تواند به خصوص در مواقع زلزله پایداری خود را از دست بدهد .

۲- به سبب انتقال لنگر از تیر به ستون مقطع ستون بزرگ شده و گاه ممکن است مقاطع بالایی ستون از مقاطع پایینی ستون بزرگ شده که باید از لحاظ اجرایی مقطع پایین را بزرگتر یا مساوی مقطع بالا اجرا کرد که این امر نیز غیر اقتصادی خواهد بود .

این روش به سبب حجم زیاد جوشکاری و حساسیت جوش ها معمولاً توصیه نمی شود .



اجرای دستک با اتصال گیردار

۱۸-۲- اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :

در این روش زیر تیر کنسول به دلیل پایدار کردن تیر کنسول از دستک‌هایی به زوایه معمولاً ۴۵ درجه استفاده می شود این روش نیز معایب و محاسنی به شرح زیر دارد :

۱۸-۲-۱- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :

۱- به دلیل پایداری تیر کنسول توسط دستک می توان تیر کنسول را به طور مفصلی ایجاد کرد و خود حساسیت اتصال را کم می کند .

۲- می توان تیر کنسول با طول بیشتر نسبت به اجرای تیر با اتصال گیردار اجرا کرد .

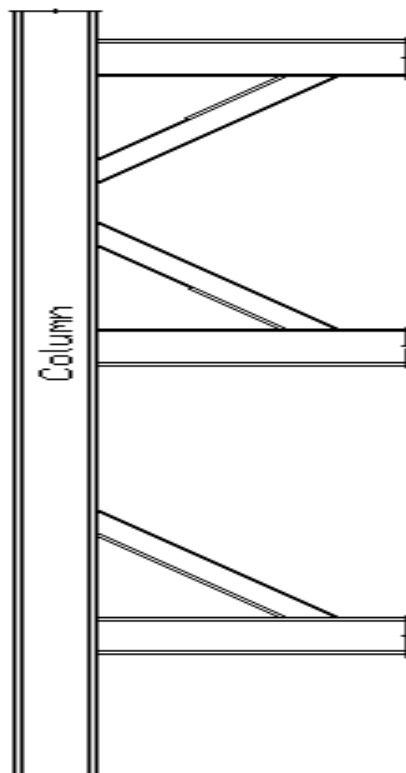
۳- مهار حرکت‌های آزاد نوک تیر کنسول در موقع زلزله و سایر بارها

۱۸-۲-۲- معایب اجرای تیر کنسول با دستک زانویی :

۱- ایجاد محدودیت از نظر معماری در صورت ایجاد کنسول که از طرف اجرای دستک باز است .

۲- ایجاد لنگر در ارتفاع ستون که مقدار این لنگر با مقدار لنگر منتقل شده از تیر کنسول به صورت گیردار ایجاد شده یکی است .

در این روش به دلیل سرگیر بودن سمتی که دستک اجرا شده در موقعی که سمت اجرای دستک باز است (دیوار اجرا نمی شود) دستک به صورت کششی اجرا می شود.



اجرای دستک زانویی

۱۸-۳- اجرای تیر کنسول با دستک قطری :

در این روش برای ایجاد پایداری تیر کنسول از دستک قطری استفاده می شود این روش نیز دارای معایب و محاسنی به شرح زیر می باشد.

۱۸-۳-۱- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک قطری :

- ۱- امکان اجرای تیر کنسول با اتصال مفصلی
- ۲- وارد نکردن لنگر در ارتفاع ستون و عدم افزایش مقطع
- ۳- امکان اجرای دستک با طول بیشتر نسبت به حالت کنسول با اتصال گیردار
- ۴- مهار کردن حرکت‌های آزاد (خیر) نوک تیر کنسول در موقع زلزله و سایر بارها

۱۸-۳-۲- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک قطری :

۱- ایجاد محدود از نظر معماری در صورت وجود فضای باز در سمت اجرای دستک این دستک بهتر است به علت بیشتر بودن عدد لاغری مجاز اعضای کشش نسبت به اعضای فشاری به صورت کششی باشد زیرا منجر به استفاده از مقاطع با سطح مقطع کوچک خواهد شد . البته تیر کنسول در راز بام به علت نبود ستون در سمت فوقانی به صورت فشاری اجرا می شود .

۱۸-۴- اجرای تیر کنسول با دستک k:

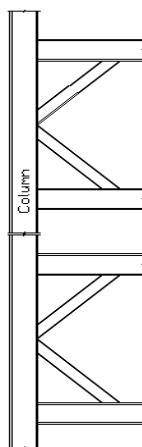
اجرای این دستک نیز بدلیل پایدار کردن تیر کنسول که با اتصال مفصلی به ستون متصل شده می باشد . در یک طبقه این دستک ها به صورت دوتایی اجرا شده و باید دو دستک در یک نقطه به هم برسند تا نیروهای افقی هم را خنثی و نیروی قائم را به ستون منتقل کنند . این شیوه اجرا نیز دارای محاسن و معایبی می باشد :

۱۸-۴-۱ محاسن اجرای تیر کنسول با دستک k:

- ۱- امکان ایجاد تیر کنسول با اتصال مفصلی فراهم می شود .
- ۲- مهارکردن حرکات آزاد نک تیر کنسول تحت بارهای زلزله و سایر بارها
- ۳- اجرای دستک در طبقات به طوریک در میان
- ۴- نسبت به اجرای تیر کنسول با پروفیل قطری نیاز به پروفیل کمتری دارد .

۱۸-۴-۲- محاسن اجرای تیر کنسول با دستک k:

- ۱- مناسب نبودن برای کنسولهای بلند .
- ۲- ایجاد محدودیت از نظر معماری در سمت اجرای دستک در صورت باز بودن فضا در سمت دستک



اجرای دستک K

۱۸-۵- اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :

در این شیوه شاهییر که به صورت اتصال خورجینی می باشد از دو طرف ستون رد شده پیش آمدگی در سازه را به وجود می آورد .

شاهییر در محل اتصال به ستون از هر طرف توسط دو نبشی در بالا و پایین مهار می شود .

این روش نیز معایب و محاسنی به شرح زیر دارد :

۱۸-۵-۱- محاسن اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :

۱- به دلیل مفصلی بودن اتصال لنگری به ستون منتقل نشده و سبب افزایش مقطع نمی شود .

۲- به دلیل ممتد بودن از نظر پایداری و تغییر مکانهای قائم وضعیت خوبی دارد .

۳- اجرای ساده اتصال خورجینی

۴- عدم هزینه اضافی برای خرید پروفیل های دستکها

۵- عدک ایجاد محدودیت از نظر معماری

۱۸-۵-۲- معایب اجرای تیر کنسول با اتصال خور جینی :

۱- عدم رفتار مناسب این اتصال در زلزله که بر اساس تحقیقات انجام شده در تایل های مختلفی برای اجرای صحیح این اتصال ارائه شده

لازم به ذکر است این تیر به صورت دوتایی اجرا می شود و در پیرامون سازه که امکان اجرای این تیر به صورت دوتایی نیست به صورت تک به علت امکان افتادن و تخریب سازه در اثر بارهای دینامیکی اجرا نشود .

۱۹- درز انبساط:

۱۹-۱- موارد کاربرد درز انبساط:

درز انبساط در سازه ها در موارد زیر به کار برده می شود :

۱- برای جلوگیری از خرابیهای ناشی از انبساط و انقباض ساختمان بر اثر تغییر درجه حرارت

۲- جلوگیری از انتقال بار ساختمان قدیمی مجاور به ساختمانی که جدید احداث شده است .

۳- برای جدا کردن ساختمانی هایی که از چند بلوک تشکیل یافته است .

حداقل فاصله درز انبساط به نوع ساختمان - تعداد طبقات - مصالح مصرفی و همچنین آب و هوای محل احداث بستگی دارد.

در کلیه ساختمانهای فلزی که طول آنها بیش از ۵۰ متر است باید در طول ساختمان درز انبساط پیش بینی شود که در ساختمانهای فلزی بدون پوشش محافظ حداکثر طول درز انبساط ۵۰ متر و در ساختمانهای فلزی با پوشش محافظ حداکثر طول درز انبساط ۱۰۰ متر می باشد.

فاصله درز انبساط باید با مصالحی که در انبساط ساختمان تولید مشکل نمی کند پر شود. لذا این فاصله باید با مواد ارتجاعی پر شود و از پر کردن این فاصله با ملات و مصالح نباتی خودداری شود. در صورت وجود درز انبساط در محل ستون باید در محل درز انبساط دو ستون به طور مجزا و نزدیک به هم ساخته شود.

همچنین برای آنکه آب باران در پشت بام از طریق درز انبساط وارد ساختمان نشود لازم است بام در قسمت درز انبساط با دیتیل مخصوصی اجرا شود.

لازم به ذکر است که وجود درز انبساط زمینهایی که به دلیل تفاوت در مشخصات آنها و همچنین تفاوت در سطح آب زیر زمینی مناطق وسیع اختلاف نشست دارند باعث ترک نخوردن و عدم خرابی ساختمانهای و سازه های بزرگ می شود.

۲۰- درز انقطاع :

در ساختمانهای با ارتفاع بیش از ۴ طبقه یا بیش از ۱۲ متر برای جلوگیری از خسارات ناشی از برخورد و ساختمان مجاور هم و یا کاهش خرابی ساختمانهای مجاور هم در اثر اعمال نیروهای جانبی اقدام به ایجاد درز انقطاع در فصل مشترک دو ساختمان مجاور با حداقل عرض ۱/۱۰۰ ارتفاع ساختمان از روی شالوده می باشد فاصله درز انقطاع را می توان با موادی که در هنگام اعمال نیروهای جانبی به آسانی خرد می شوند پر کرد.

۲۱- حفاظت از سازه های اسکلت فلزی در مقابل خوردگی:

خوردگی به زنگ زدن فلزات اطلاق می شود. مقابله با خوردگی در بنادر و یا مناطقی که رطوبت هوای بالا دارند از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

رطوبت باعث ایجاد دو مشکل در فولاد می شود.

۱- خوردگی باعث تورم یا افزایش حجم فولاد شده که در سازه های بتن آرمه باعث ترک خوردن بتن قسمت اثر فشارهای داخلی می شود.

۲- فلز به دلیل خوردگی یا زنگ زدن به دلیل تماس با رطوبت ضعیف می شود خوردگی گاه باعث ایجاد سوراخ شده که نوعی حمله موضعی خوردگی می باشد که در آن نقطه خوردگی از سایر نقاط بیشتر می باشد.

همچنین فولاد تحت خوردگیهای شدید دچار ترک های زیر موضعی می شوند که این ترکها باعث کاهش سطح مقطع عضو خواهند شد.

۲۱-۱- روش های حفاظت فولاد:

۲۱-۱-۱- رنگ آمیزی :

برای حفاظت فولاد از خوردگی می توان از رنگهایی که به رنگ ضد رنگ معروفند استفاده کرد .
قبل از رنگ آمیزی فولاد باید به سطح آنها کاملاً خشک شود و سطح آنها از هر گونه آلودگی و خوردگی به کمک برسیمی دستی و یا ماسه پاشی عاری کرد .
همچنین قسمتهایی که جوشکاری می شوند تا فاصله مناسب از محل جوش و همچنین نواحی مدفون در بتن نباید رنگ آمیزی شوند لازم به ذکر است که قسمتهای جوش شده باید بعد از جوشکاری رنگ آمیزی شوند .
رنگ آمیزی در هوای یخبندان و یا هنگامی که رطوبت باعث ایجاد شبنم سطح فولاد می شود باید خودداری شوند .
در محلهای که حفاظت از خوردگی اهمیت خاصی دارد یا محل لبه ها یا درزها که رنگ کمتری نفوذ می کند باید رنگ آمیزی در دو لایه انجام پذیرد .

۲۱-۱-۲- پوشش های قیری :

یکی دیگر از محافظهای فولاد پوششهای قیری می باشد که حداقل در سه لایه اجرا می شود این پوشش ها در محلهایی که در معرض تابش مستقیم خورشید قرار دارند مناسب نبوده و در روی آن ترکهایی ایجاد می شود که برای کاهش این ترکها می توان از یک لایه پوشش قیری آلومینیوم دار استفاده کرد .

۲۲- انواع ستون :

ستونها در دو نوع ساده و مرکب می باشند که نوع ساده آن از یک مقطع مجزا تشکیل شده و بهترین پروفیل نورد شده برای ستون تیر آهن بال پهن و یا قوطی های مربع شکل می باشند چرا که از نظر مقاومت بهتر از مقایسه دیگر عمل می کنند .

در نوع مرکب ستون ، ستون از اتصال چند پروفیل به یکدیگر در حالت های مختلف ایجاد می شود

۲۲-۱- انواع ستون های مرکب:

این ستونها انواع مختلفی دارند که عبارتند از :

- ۱- ستونهای مرکب جان پرکه از اتصال دو یا سه پروفیل یا با بدون ورق تقویتی تشکیل می شود . استفاده از این پروفیل ها یا به علت بزرگ بودن نیروهای طراحی یا موجود نبودن و عدم تولید پروفیل های متناسب با کار از لحاظ جوابگو بودن در برابر تنشهای موجود در حالت بدون ورق تقویتی جوش متصل کننده پروفیل ها یا به صورت ممتد بود و یا به

صورت منقطع می باشند در صورتی که جوش به صورت منقطع باشد و نیازی به جوش ممتد نباشد ضوابط زیر در مورد آنها رعایت شود .

- ۱- حداکثر فاصله بین طولهای جوش ۶۰ سانتی متر باشد .
 - ۲- طول جوش ابتدایی و انتهایی ستون باید برابر بزرگترین عرض مقطع باشد .
 - ۳- طول جوش نباید از ۴ برابر بعد جوش یا ۴۰ میلیمتر کمتر باشد .
 - ۴- در زیاد شکاف میان دو پروفیل نباید از ۱/۵ میلیمتر تجاوز کند در صورت که این شکاف بیش از ۱/۵ میلیمتر و کمتر از ۶ میلیمتر باشد باید این شکاف با مصالح پر کننده مناسب مانند تیغه های فولادی با ضخامت ثابت پر شود .
- در حالت با ورق تقویتی فاصله جوش نمائی منقطع نباید از ۳۰ سانتی متر تجاوز کند اگر این اندازه در فولاد های معمولی ۲۲ برابر ضخامت ورق اتصال است . البته می توان به صورت جوش سراسری نیز اجرا کرد و جوش منقطع نیز به صورت یک در میان یا مقابل هم در دو طرف وراق اجرا می شود .



ستون مرکب جان پر

۲- ستونهای مرکب مشبک :

در این ستون ها دو پروفیل با فاصله نسبت به هم قرار گرفته و توسط بستهای اتصال (قید) به هم متصل می شوند . برای افزایش مقاومت ستون می توان دو کار انجام داد .

۱- افزایش سطح مقطع

۲- افزایش شعاع ژیراسیون

در ستونهای بلند که با افزایش لاغری تنش مجاز ستون به شدت کم می شود با افزایش سطح مقطع اثر قابل توجهی روی مقاومت فشاری نگذاشته لذا افزایش سطح مقطع باعث سنگینی و غیر اقتصادی شدن طرح می شود لذا در این موارد از شعاع ژاسیون مقطع را افزایش می دهیم و برای این کار از مقاطع مرکب مشبک استفاده می شود .

انواع قیدها یا بستههای اتصال عبارتند از :

۱- قید افقی

۲- قید مورب و افقی

۳- قید مورب مضاعف

۴- قید مورب تک

۵- ورق مشبک

متداولترین ستون در ایران ستون مرکبی است که توسط قیدهای افقی یا قیدهای چپ و راست یا قید مورب تک به هم وصل شده اند . در اروپا نیز ستونهای مشبک به خصوص با قیدهای افقی رواج بیشتری دارد . البته قیدهای چپ و راست دارای مقاومت بیشتری نسبت به قیدهای افقی دارند

۲۲-۱-۱- ضوابط مربوط به ستونهای مرکب با قیدهای اتصال :

۱- ابعاد وصله یا بست افقی ستون کمتر از مقادیر زیر نباشد

۲- طول وصله حداقل به فاصله مرکز تا مرکز و پروفیل باشد .

۳- عرض وصله از ۴۲ درصد طول آن کمتر نباشد

۲- ضخامت وصله از $\frac{1}{35}$ طول آن کمتر نباشد

۳- در اطراف کلیه وصله ها و در سطح تماس با بال نیمرخ ها عمل جوشکاری انجام گیرد و مجموع طول خط جوش در هر طرف صغه نباید از طول صفحه کمتر باشد .

۴- در قسمت انتهایی ستون باید حتما از ورق حداقل برابر عرض ستون استفاده کرد تا علاوه بر تقویت پایه تا محل مناسبی برای اتصال بادبندها فلزی به ستون بوجود آید .

۵- در محل اتصال تیر یا پل به ستون لازم است قبلا ورق تقویتی به ابعاد کافی روی بالهای ستون جوش شود در ضمن یادآور می شود که درموقع جوشکاری باید جوشکاری به شیوه ای باشد که در پروفیل های ستون پیچش اتفاق نیفتد .

۲۳- طویل کردن ستونها :

بهتر است تا حد امکان نیاز به اجرای وصله نباشد اما در ساختمانهایی که ارتفاع آن از ۱۲ متر بیشتر است این امر امکان پذیر نیست برای وصله کردن دو پروفیل ابتدا سطح تماس دو پروفیل را سنگ زده و گونیا می کنیم و در صورتی که نمره دو پروفیل متفاوت باشد این میزان تفاوت را با گذاردن صفحات لقمه در بر ستون فوقانی می توان جبران کرد سپس اقدام به گذاردن صفحه وصله کرد و جوشکاری را انجام می دهیم در صورتی که اختلاف نمره بیش از حد باشد و قسمت بزرگی از سطح آنها در تماس با هم نباشد اقدام به گذاردن صفحه تقسیم فشار افقی می کنیم این صفحه باید ضخیم باشد تا بتواند بدون تغییر شکل زیاد عمل تقسیم فشار را بخوبی انجام دهد .

لازم به ذکر است در عمل نمره تیرآهن را تغییر نداده و میزان تفاوت نمره پروفیلها را با نصب ورق تقویتی جبران می کنند.

منابع:

- ۱- اجزاء ساختمان و ساختمان /تالیف: سیاوش کباری
- ۲- آموزش نقشه کشی مهارت درجه ۲
- ۳- سازه های اسکالات فلزی/کتاب درسی مقطع سوم هنرستان
- ۴- طراحی سازه های فولادی/تالیف: شاپور طاحونی
- ۵- تحلیل و طراحی سازه های فولادی بر مبنای مقررات ملی / تالیف: مهدی هادی زاده و علی سیفی

بسم الله الرحمن الرحيم

مقاومت مصالح و سازه‌های فلزی



استاد :

حمیدرضا انصاری جوینی

گروه معماری



: Hamidrezaansarijoveini@gmail.com

فصل اول

کلیات

مقاومت مصالح:

آن موضوعی از علم مکانیک که با استفاده از روشهای تحلیل به بررسی و تعیین مقاومت ، صلبیت و پایداری ارتجاعی اعضای باربری پردازد به میکانیک جامدات (و یا مکانیک مصالح و یا مقاومت مصالح) مشهور است.

روش مقطع:

صفحه ای فرض و دلفواه از جسم عبور داده می شود به طوری که جسم به طور کامل به دو قسمت مجزا، تقسیم شود این عمل روش مقطع نامیده می شود. از آنجایی که اگر جسم کلاً در تعادل باشد هر جزء آن نیز باید در حال تعادل باشد نتیجتاً اصل زیر منتهی می شود:

نیروهای خارجی مؤثر در یک طرف هر مقطع دلفواه ، با نیروهای به وجود آمده در سطح قطع شده (که نیروهای مقاوم داخلی خوانده می شوند) ، در حال تعادل هستند.

یا به طور خلاصه:

نیروهای مقاوم داخل ، نیروهای خارجی را متعادل می کنند.

سیستمهای یکاها:

سیستم بین المللی یکاها (یکاهای SI)

در طی سالهای اخیر تقریباً کلیه کشورهای جهان سیستم بین المللی آماد یا به زبان فرانسه (system International d' units) که مختلف آن SI می باشد را برای تمامی کارهای مهندسی و علوم انتخاب کردند. در این سیستم یکاهای اصل، یکاهای طول، جرم و زمان هستند که آنها را به ترتیب (m) و کیلوگرم (kg) و ثانیه (s) می نامند.

یکاهای نیرو در این سیستم یک یکای فرعی است که به آن نیوتن (N) گویند و بنا به تعریف یک نیوتن نیرویی است که به یک جرم یک کیلوگرمی شتابی برابر با $1 \frac{m}{s^2}$ بدهند.

$$1N = (1kg)(1 \frac{m}{s^2}) = 1kg \cdot \frac{m}{s^2}$$

پیشوند واحدها:

نماد	پیشوند	مقدار
G	گیگا	$1000/000/000=10^9$
M	مگا	10^6
K	کیلو	10^3
m	میلی	$0/001=10^{-3}$
μ	میکرو	10^{-6}
n	نانو	10^{-9}

$$1kg = 1000m$$

$$1mm = 0.001 m$$

$$1Mg = 1000 kg$$

$$1g = 0.001kg$$

$$1kg = 1000N$$

$$3.82km = 3820m$$

$$47.2mm = 0.0472m$$

$$3.82KN = 3.82 \times 10^3 N$$

$$47.2mm = 47.2 \times 10^{-3} mm$$

تعاریف پایه

ماده:

ماده عبارت از وجودی است که فضاگیر باشد.

جسم:

ماده ای را گویند که توسط یک سطح بسته محدود شده باشد.

جسم صلب:

جسمی که بین ذراتش هیچ جابجایی نسبی موجود نباشد.

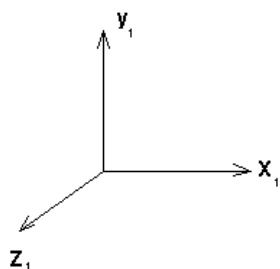
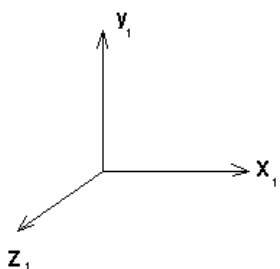
جسم تغییر شکل پذیر:

جسمی که دارای خواص تغییر شکل پذیری باشد.

جسم همگن:

جسمی است که دارای خاصیت یکسان در تمام نقاط باشد. تمام اجسام مورد مطالعه در این درس

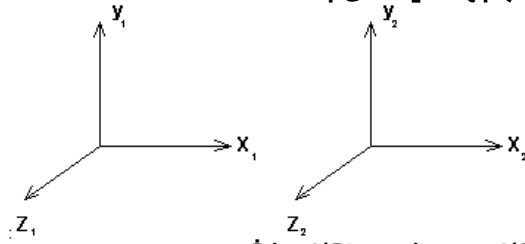
همگن فرض می شوند.



$$x_1 = y_1 - z_1$$

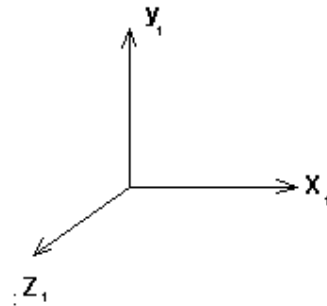
جسم ایزوتروپیک:

جسمی است که در یک نقطه بخصوص، خواص آن در تمام جهات یکسان باشد.



جسم غیرایزوتروپیک:

جسمی است که در یک نقطه بخصوص، دارای خواص مختلف در جهات مختلف باشد.



$$x_1 \neq y_1 \neq z_1$$

جسم ارتوتروپیک:

جسمی است که در یک نقطه بخصوص، دارای خواص مختلف در سه جهت عمود بر هم باشد.

فصل سوم

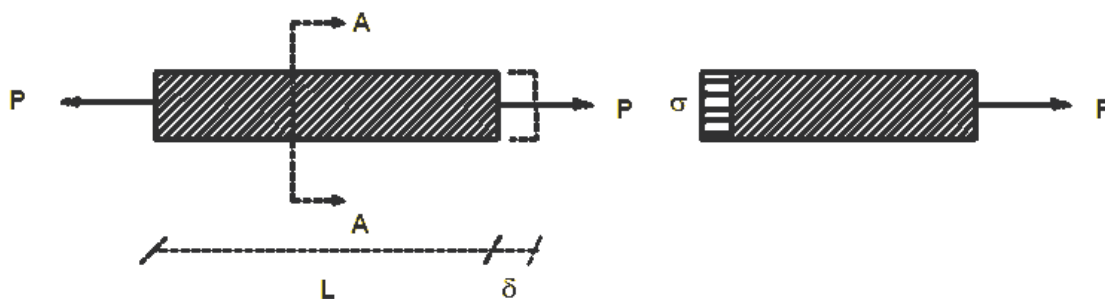
تنش و بارهای محوری

مقدمه:

مقاومت مصالح شاخه‌ای از مکانیک کاربردی است که رفتار اجسام جامد را تحت بارگذاری‌های مختلف بررسی می‌کند. معمولاً هدف از تحلیل تعیین تنش، کرنش و تغییر شکل ایجاد شده بوسیله بارها در قطعات سافتمان و به طور کلی اجزاء یک سازه می‌باشد.

تنش و کرنش:

مفاهیم تنش و کرنش را می‌توان به طور ساده با مطالعه یک میله منشوری تحت کشش بیان نمود.



شدت نیرو، یعنی نیرو در واحد سطح به نام تنش نامیده می‌شود و معمولاً با حرف یونانی σ نشان داده می‌شود.

تنش:

معادله تنش یکنواخت در یک میله منشوری

$$\sigma = \frac{p \rightarrow N}{A \rightarrow mm^2}$$

$$1- \text{سیستم انگلیسی} \quad lb \rightarrow \frac{lb}{in^2} = psi \quad \text{نیرو}$$

$$A = in^2$$

2- سیستم بین المللی (SI)

$$A = m^2$$

$$\Rightarrow \quad Mpa = \frac{N}{mm^2} \quad \text{چون پاسکال کوچک است} \quad N \rightarrow \frac{N}{m^2} = pa \quad \text{نیرو}$$

$$3- \text{سیستم} \quad kg \rightarrow \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow msk \quad \text{نیرو}$$

$$A = Cm^2$$

❖ موقعی که میله فوق کشیده می شود تنش ایجاد شده به نام تنش کششی نامیده می

شود لذا در مقاومت مصالح تنش کششی را مثبت و تنش فشاری را منفی فرض می کنند.

❖ شرط لازم برای درستی معادله تنش این است که تنش روی سطح مقطع به طور یکنواخت

توزیع شده باشد که این شرط موقعی برقرار خواهد شد که نیروی مموری p در مرکز سطح

مقطع میله وارد شود.

❖ لذا در سراسر این جزوه فرض می شود که نیروهای مموری در مرکز سطح مقطع اثر کنند مگر

در مواردی که عکس این مطلب ذکر شده باشد.

به طور کلی تعریف تنش در روی سطحی عمود به محور $x-y$ از سیستم مختصات کارتزین سه بعدی را بفرم زیر می توان نشان داد.

$$\sigma_x = \lim_{\Delta A_x \rightarrow 0} \frac{\Delta p_x}{\Delta A_x} \quad \tau_{xy} = \lim_{\Delta A_y \rightarrow 0} \frac{\Delta p_y}{\Delta A_y} \quad \tau_{xz} = \lim_{\Delta A_z \rightarrow 0} \frac{\Delta p_z}{\Delta A_z}$$

با توجه به فرمول تنش به آسانی می توان مد ماکزیمم نیروی F را پیدا نمود بنموی که تنش از مد قابل قبول تجاوز نکند:

$$\sigma = \frac{F}{A} \leq \sigma_{all} \quad \Rightarrow F = A \cdot \sigma_{all}$$

$$F = \sigma_x \cdot A$$

مقدار تنش مجاز بستگی به نوع مصالح و عضو دارد، و با استفاده از نتایج آزمایشات روی نمونه های ساده و استاندارد و منظور داشتن مسائل تجربی و تئوریک به دست می آید.

تنش مجاز $1440 \frac{kg}{cm^2}$ برای فولاد معمولی و اعضای تمت کشش ساده اغلب منظور می شود.

صورت های حل مسائل:

1- بررسی تنش (Analysis آنالیز)

2- با تنش مجاز سطح مقطع را محاسبه کنیم تا تنش از تنش مجاز تجاوز نکند

(طراحی، Design)

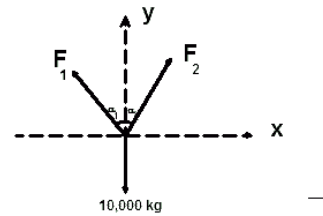
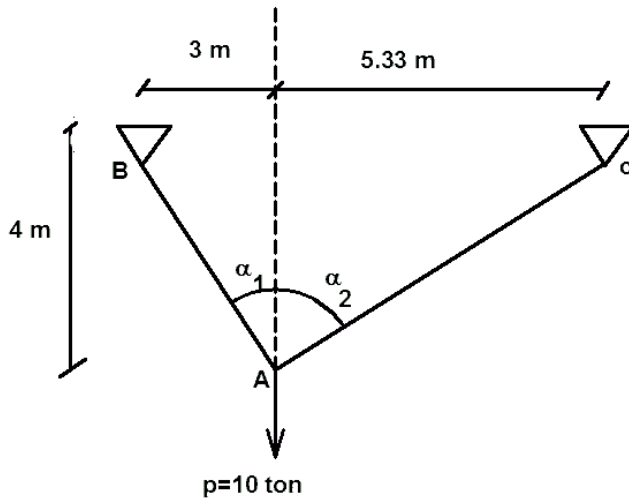
3- با تنش مجاز و سطح مقطع مشخص، حداکثر بارگذاری را محاسبه کنید (کنترل، control)

مثال:

الف- فرپای دو عضوی زیر که سطح مقطع آنها به ترتیب برابر $A_1 = 10 \text{ cm}^2$ ،

$A_2 = 5 \text{ cm}^2$ است. تحت اثر بار $p = 10 \text{ ton}$ واقع شده است. تنش نرمال متوسط در هر عضو

چقدر است؟



$$L_{AB} = 5 \text{ m} \quad L_{AC} = 6.64 \text{ m}$$

$$\sin \alpha_1 = 0.6, \cos \alpha_1 = 0.8,$$

$$\sin \alpha_2 = 0.8, \cos \alpha_2 = 0.6$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -F_1 \sin \alpha_1 + F_2 \sin \alpha_2 = 0 \Rightarrow -0.6F_1 + 0.8F_2 = 0 \Rightarrow F_2 = \frac{3}{4}F_1 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_1 \cos \alpha_1 + F_2 \cos \alpha_2 - 10000 = 0 \Rightarrow 0.8F_1 + 0.6F_2 = 10000 \quad (2)$$

$$(1) \text{ at } (2) \Rightarrow 0.8F_1 + 0.6\left(\frac{3}{4}F_1\right) = 1.25F_1 = 10000 \Rightarrow F_1 = 8000 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{3}{4}F_1 = \frac{3}{4} \times 8000 \Rightarrow F_2 = 6000 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = \frac{F_1}{A_1} = \frac{8000}{10} \Rightarrow \sigma_1 = 800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{F_2}{A_2} = \frac{6000}{5} \Rightarrow \sigma_2 = 1200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ب - اگر انتفاع سطح مقطع در اختیار طراح باشد و طراح نخواهد تنش در هر عضو بزرگتر از تنش

مجاز $\sigma_{all} = 1400 \frac{kg}{cm^2}$ شود. مقادیر A_2, A_1 را باید چقدر انتفاع نماید؟

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{F_1}{\sigma_1} = \frac{8000}{1400} \Rightarrow [A_1 = 5.72 cm^2 \\ A_2 = \frac{F_2}{\sigma_2} = \frac{6000}{1400} \Rightarrow [A_2 = 4.3 cm^2 \end{cases}$$

ج - اگر تنش مجاز کششی همان $1400 \frac{kg}{cm^2}$ و سطح مقطع همان $A_2 = 5 cm^2, A_1 = 10 cm^2$ باشد،

مداکثر مقدار نیروی خارجی p چقدر می تواند باشد تا تنش در هیچ عضو از تنش مجاز تجاوز نکند.

$$(F_1)_{max} = \sigma_{all} \cdot A_1 = 1400 \times 10 = 14000 kg$$

$$(F_2)_{max} = \sigma_{all} \cdot A_2 = 1400 \times 5 = 7000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_1 \cos \alpha + F_2 \cos \alpha_2 = (p)_{max} \quad (3) \rightarrow P_{max} = 14000 \times 0.8 + 7000 \times 0.6 \Rightarrow P_{max} = 15400 kg$$

وقتی p مداکثر ممکن و مجاز را دارد که یکی از سه حالت زیر اتفاق بیافتد. طبعاً آن حالتی که در آن P

کمتر اتفاق بیافتد، مورد نظر خواهد بود. برای روشن شدن موضوع تصور کنید، نیروی خارجی P جمع وزنه

های است که بتدریج اضافه میشود وقتی که P به مدی میرسد که یکی از سه حالت فوق اتفاق

بیفتد، افزایش بیشتر وزنه مجاز نخواهد بود. بنابراین در هر یک از سه حالت با توجه به اینکه همواره گره

A باید در تعادل استیک باشد (یعنی $\sum F_x = 0 \quad \sum F_y = 0$ نیروی لازم برای رسیدن به هر حالت را

مماسبه میکنیم و از میان آنها کمترین مقدار جواب مساله خواهد بود.

$$F_2 = 7, F_1 = 14 \quad (I)$$

$$(p_{\max})_1 = 14 \cos \alpha_1 + 7 \cos \alpha_2 = 15.4 \text{ ton}$$

$$F_1 = 14 \text{ از معادله (1)} \Leftrightarrow F_2 = \frac{3}{4} F_1 \quad \text{و با جایگزینی در معادله (3) خواهیم داشت:} \quad (II)$$

$$(P \max)_2 = F_1 \cos \alpha_1 + \frac{3}{4} F_1 \cos \alpha_2 = 17.5 \text{ ton}$$

$$F_1 = \frac{4}{3} F_2 \quad \text{و با جایگزینی در معادله (3) خواهیم داشت:} \quad (III) \quad \Leftrightarrow F_2 = 7$$

$$(P \max)_3 = \frac{4}{3} F_2 \cos \alpha_1 + F_2 \cos \alpha_2 = 11.67 \text{ ton}$$

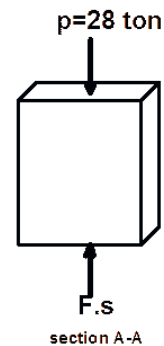
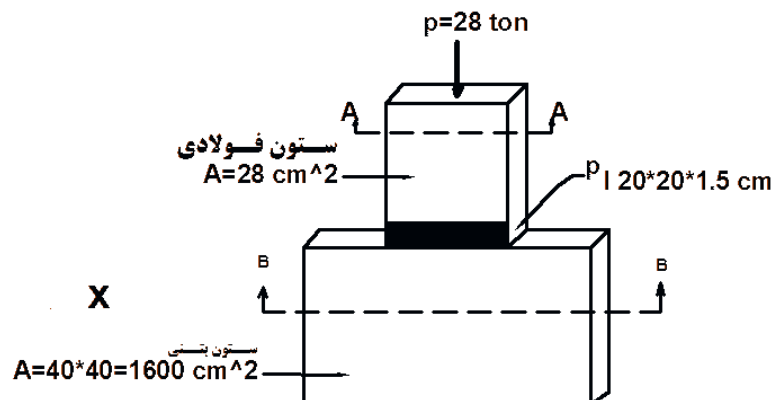
$$P \max = \min((P \max)_1, (P \max)_2, (P \max)_3) = 11.67 \text{ ton}$$

مثال 2:

الف- ستونی فولادی به مسامت مقطع $A_s = 28 \text{ cm}^2$ روی ستون بتنی مربعی شکل به ابعاد

$40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ در یک محور قرار گرفته است. تنش متوسط در ستون فلزی و ستون بتنی در اثر

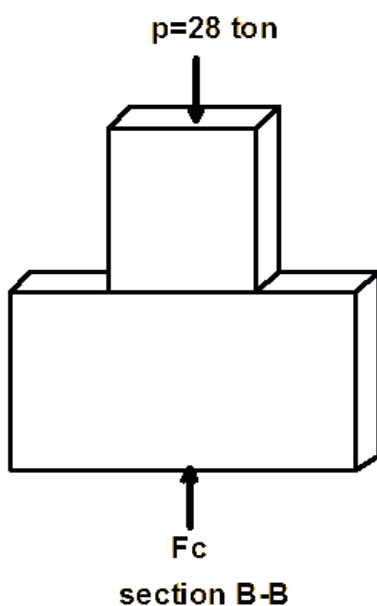
بار $p = 28 \text{ ton}$ چقدر است؟



$$\uparrow \sum F_y = 0 \rightarrow F_s - P = 0 \rightarrow F_s = P = 28 \text{ ton}$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = \frac{28000}{28} \Rightarrow \sigma_s = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{alls}$$

این تنش نباید قاعدتاً از تنش مجاز فشاری ستون فولادی تجاوز کند.

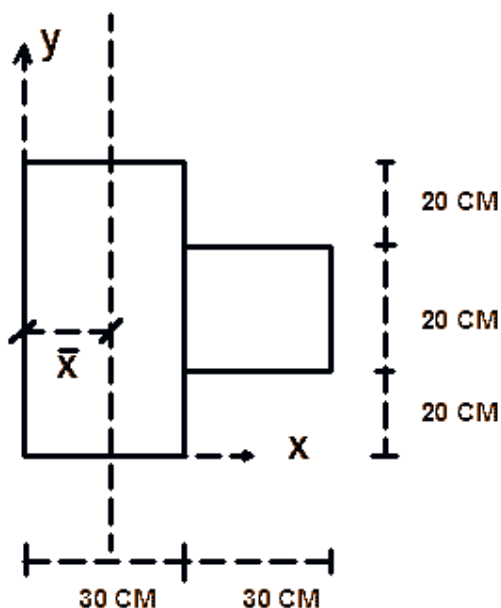


$$\sigma_c = \frac{F_c}{A_c} = \frac{28 \times 10^3}{1600} \Rightarrow \sigma_c = 17.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{allc}$$

این تنش نباید از تنش مجاز فشاری ستون بتنی تجاوز کند.

مثال:

محل اثر نیرو را در مقطع ستون مقابل چگونه ای بدست آورید که تنش یکنواخت داشته باشیم؟



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

$$\bar{x} = \frac{30 \times 60 \times 15 + 30 \times 20 \times 45}{30 \times 60 + 30 \times 20} = 22.5 \text{ cm}$$

تنش لهیدگی

تنش لهیدگی از نوع تنشهای قائم است که در محل تماس بین دو سطح حاصل می شود. در این حالت تنش لهیدگی را با تنش مجاز لهیدگی جسم ضعیف تر مقایسه می کنیم.

$$\sigma_{bea} = \frac{P}{A} \leq \text{تنش مجاز لهیدگی ماده ضعیفتر}$$

مثال:

ستون مرکب مقابل با سطح مقطع و تنشهای مجاز مشخص شده است، حداکثر بار P که به این ستون

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow P = \sigma_{all} \cdot A$$

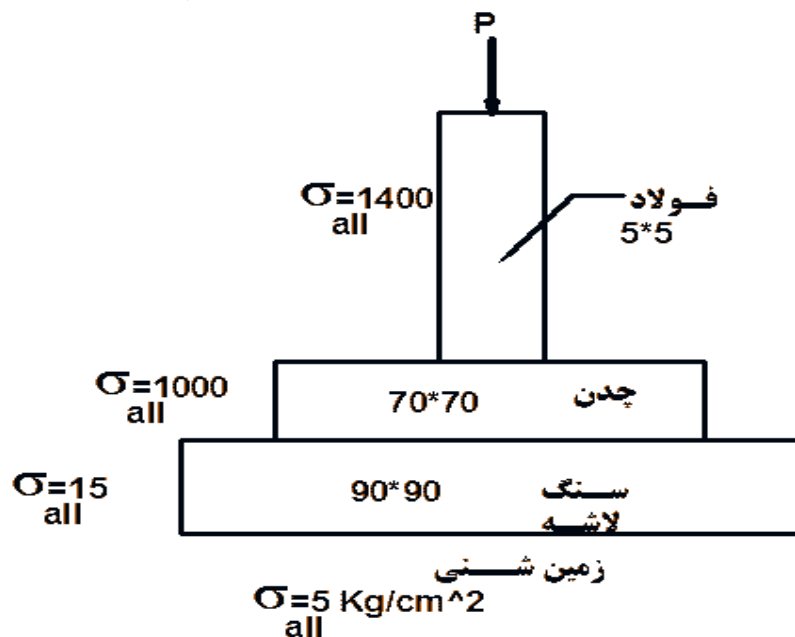
می توان اعمال کرد چقدر است؟

$$\text{ظرفیت لهیدگی بین فولاد و چدن} = 5 \times 5 \times 1000 = 25000 \text{ kg}$$

$$\text{ظرفیت لهیدگی بین چدن و لاشه سنگ} = 70 \times 70 \times 15 = 73500 \text{ kg}$$

$$\text{ظرفیت لهیدگی بین لاشه سنگ و زمین شنی} = 90 \times 90 \times 5 = 40500 \text{ kg}$$

$$p = \min(25000, 73500, 40500) = 25000$$



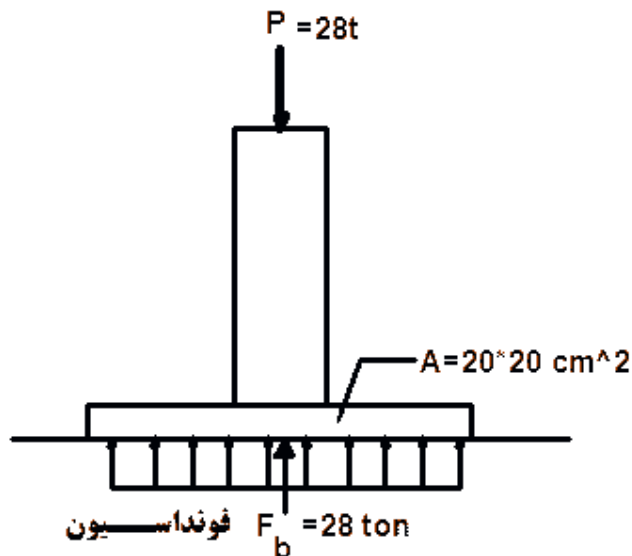
در مثال قبل (مثال 2)

ب- اگر ستون فلزی توسط ورق فولادی نسبتاً ضعیف بضمامت 1.5cm و ابعاد $20 \times 20 \text{ cm}$ روی ستون

بتنی نشسته باشد، مقدار تنش در محل تماس ورق فولادی و کف ستون و سطح بتن چقدر است؟

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} = \frac{28 \times 10^3}{20 \times 20} \Rightarrow \sigma_b = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

تنش لهیدگی



قاعاً این تنش نباید از تنش مجاز لهیده شدن

عضو با مصالح ضعیفتر تجاوز کند.

ج- اگر فرض کنیم تنش مجاز ستون فولادی $1200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ، تنش مجاز ستون بتن آرمه $100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و تنش

مجاز لهیدگی در بتن آرمه $120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ باشد، حداکثر نیروی فشاری P می تواند باشد تا هیچکدام از تنش

مجاز تجاوز نکند.

$$P_1 = \sigma_s \cdot A_s = 1200 \times 28 = 33600 \text{ kg} \rightarrow P_1 = 33.6 \text{ ton}$$

$$P_2 = \sigma_b \cdot A_b = 120 \times 20 \times 20 = 48000 \text{ kg} \rightarrow P_2 = 48 \text{ ton}$$

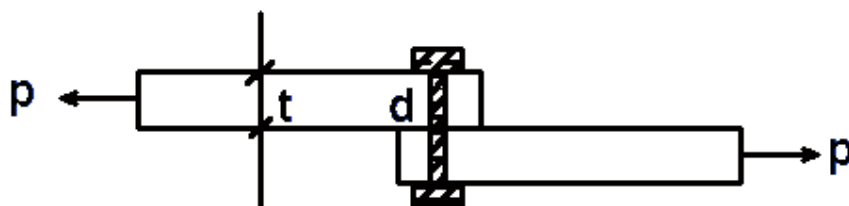
$$P_3 = \sigma_c \cdot A_c = 100 \times 40 \times 40 = 160000 \text{ kg} \rightarrow P_3 = 160 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = \min(P_1, P_2, P_3) \Rightarrow P_{\max} = 33.6 \text{ ton}$$

تنش برشی

در اتصالات پیچی علاوه بر کنترل تنش برشی در مقطع پیچ، باید تنش لهیدگی بین بدنه و صفحه اتصال

نیز کنترل گردد. به طور متوسط این تنش از رابطه زیر دست می آید.



$$\sigma_{bea} = \frac{P}{dt} \Rightarrow \tau = \frac{P}{nA} \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

اتصال پیچی یک برشه $n=1$

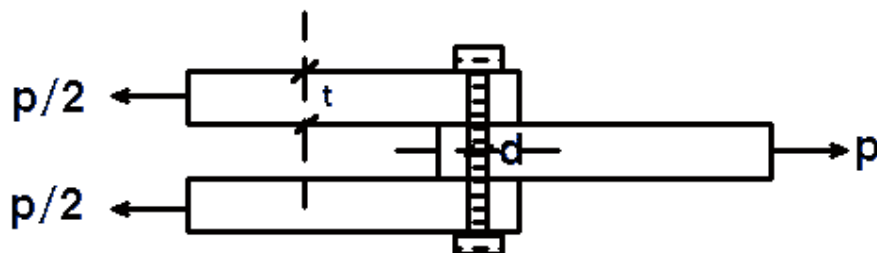
$$\tau = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_{bea} = \frac{P}{dt}$$

اتصال پیچی دو برشه $n=2$

$$\tau = \frac{P}{2A}$$

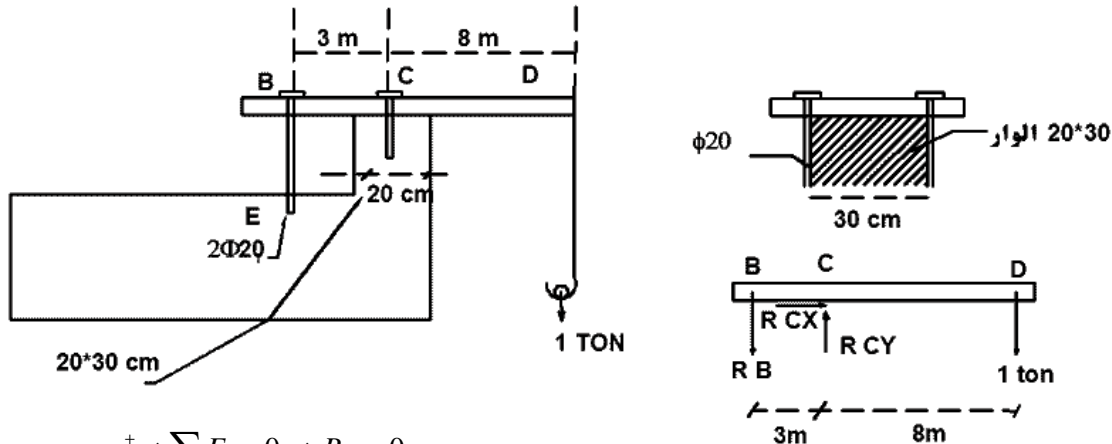
$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$



مثال-

الف- تنش نرمال در بدنه پیچها را حساب کنید.

ب- تنش لهدگی (تماس) در تکیه گاه وسط و سطح اتکا (20×30) چقدر است ؟



$$\rightarrow \sum F_x = 0 \rightarrow R_{cx} = 0$$

$$\downarrow \sum M_c = 0 \rightarrow R_B \times 3 - 1 \times 8 = 0 \rightarrow R_B = \frac{8}{3} = 2.67 \text{ ton} \downarrow$$

$$\uparrow \sum F_y = 0 \rightarrow R_{cy} - 2.67 - 1 = 0 \rightarrow R_{cy} = 3.67 \uparrow$$

عکس العمل R_B به صورت کشش در دو پیچ به تکیه گاه اصلی منتقل می شود. پیچها با قطر 20mm

دارای سطح مقطع مساوی هستند.

$$\sigma_{bolt} = \frac{F_{bolt}}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{R B l_2}{\frac{\pi \times 2^2}{4}} = \frac{4 \times 2.67 \times 1000}{2\pi \times 4} \Rightarrow \sigma_{bolt} = 425 \frac{kg}{cm^2}$$

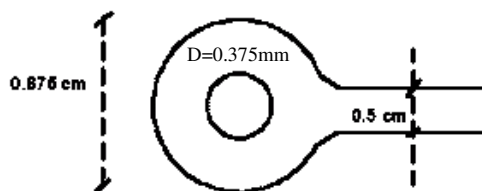
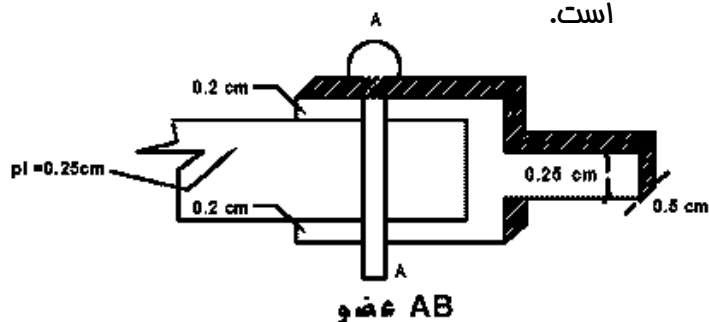
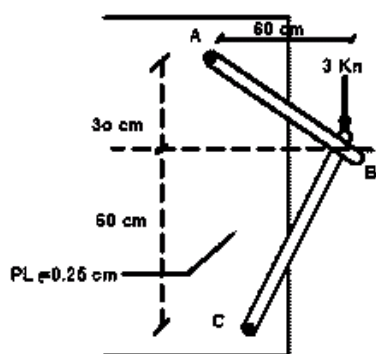
$$\sigma_{bearing} = \frac{R c_y}{20 \times 30} = \frac{3.67 \times 1000}{20 \times 30} \Rightarrow \sigma_{bea} = 6.12 \frac{kg}{cm^2}$$

مثال:

تنش نرمال عضو AB و BC را در موالی وسط عضو مساب کنید.

مقطع عضو AB در مدود وسط آن $0.25 \times 0.5 \text{ cm}$ و مقطع BC در مدود وسط آن $0.25 \times 0.875 \text{ cm}$

است.



از بالا

$$\sum M_c = 0 \rightarrow F_{Ax} (30 + 60) - 3 \times 60 = 0 \rightarrow F_{Ax} = 2 \text{ kn}$$

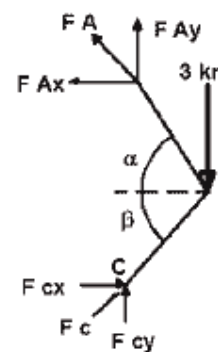
$$F_{Ay} = \frac{F_{Ax}}{2} \Rightarrow F_{Ay} = 1 \text{ kn} \quad (\tan \alpha = \frac{1}{2})$$

$$F_A = 2 \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \right) \Rightarrow F_A = 2.23 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 3 \times 60 - F_{cx} \times 90 = 0 \rightarrow F_{cx} = 2 \text{ kn}$$

$$F_{cy} = F_{cx} \tan 45 \Rightarrow F_{cy} = 2 \text{ kn}$$

$$F_c = \sqrt{2} (2) \Rightarrow F_c = 2.83 \text{ kn}$$



تنش در عضو AB در وسط:

$$\sigma_{AB} = \frac{F_A}{A_{AB}} = \frac{2.23}{(0.25)(0.5)} = 17.8 \frac{\text{kn}}{\text{cm}^2}$$

کششی:

تنش در سر A از عضو AB در محل سوراخ پیچ (تنش در مقطع بمرانی):

$$\sigma'_{AB} = \frac{2.23}{2 \times 0.2 \times (0.875 - 0.375)} = 11.2 \frac{\text{kn}}{\text{cm}^2}$$

تنش در تنه عضو BC:

$$\sigma_{BC} = \frac{F_B}{A_{BC}} = \frac{2.83}{0.875 \times 0.25} = 12.9 \frac{kn}{cm^2}$$

چون نقطه BC فشاری است در مقطعی که از سوراخ بگذرد، تنش وجود ندارد (تنش در محل سوراخ پیچ از عضو BC)

تنش لهیدگی بین میله و بدنه سوراخ در نقطه C از عضو BC:

$$\sigma_b = \frac{F_c}{A_{ber}} = \frac{2.83}{(0.375 \times 0.2) \times 2} = 18.8 \frac{kn}{cm^2}$$

تنش لهیدگی بین میله میله و صفحه در C:

$$\sigma'_b = \frac{F_c}{A_{ber}} = \frac{2.83}{0.375 \times 0.25} = 30.1 \frac{kn}{cm^2}$$

$$\tau_c = \frac{F_c}{2A} = \frac{2.83}{2 \times \frac{\pi \times 0.375^2}{4}} = 12.9 \frac{kn}{cm^2}$$

تنش برشی در میله

فصل چهارم

کرنش - تغییر طول

مقاومت مصالح یا مکانیک جامدات عموماً با اجسامی سروکار دارد که تغییر شکل پذیرند. میله فلزی را در نظر بگیرید که از سقفی آویزان و در انتها به آن وزنه ای آویزان می شود با متناظر داشتن این میله با قطعه کش یا فلز به آسانی قابل احساس و استنباط است که :

الف- در اثر اعمال نیرو (افزایش وزنه) طول سیم یا میله اضافه می شود و این افزایش طول با مقدار نیرو متناسب است.

ب- برداشتن کل وزنه ها و حذف نیرو ، باعث برگشت میله یا سیم امالت اولیه خواهد شد.

ج- افزایش طول بستگی مستقیم به طول اولیه و بستگی معکوس با سطح مقطع (متناظر سفتی) دارد.

د- با تجسم وضعیت اجسام نرمتر مثل کش و فنر به آسانی قابل احساس است که هماهنگی رفتارهای فوق محدود به مدی از بارگذاری (افزایش وزنه) است. بطوریکه بعد از آن مد هماهنگی و تناسبات فوق مشاهده نمی شود، مثلاً کش شروع به باریک شدن می کند میل فنر تغییر شکل دائم می دهد بنموی که بعد از برداشتن نیرو به حالت اول باز نمی گردد.

به رفتارهای مشابه رفتارهای فوق رفتارهای «ارتجاعی» یا «الاستیک» می گویند و آن محدوده هماهنگی رفتار را «محدوده الاستیک» جسم معرفی می کنیم.

در مقاومت مصالح اغلب مصالح سازه ای را از جمله فولاد سافتمانی و بتن را می توان تا مدودی از بارگذاری الاستیک فطی دانست، یعنی نیرو با تغییر طول متناسب خواهد بود (مانند فنر)

تغییر طول نسبی:

تغییر طول نسبی عبارت است از نسبت میزان تغییر طول به طول اولیه این تغییر طول در واحد طول به نام کرنش خوانده می شود.

مفهوم تغییر طول نسبی در یک نقطه عبارت است از تغییر طول نسبی المان به طول Δx در امتداد محور X و قتی که Δx به سمت صفر میل میکند یعنی

$$\varepsilon = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\delta}{\Delta x} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

در فرمول فوق سه کمیت $\varepsilon, L_0, \Delta L$ وجود دارند که در صورت معلوم بودن یا قابل تعیین بودن دو تا از کمیتها، کمیت سوم قابل محاسبه است. بعبارت دیگر فرمول به فرمهای زیر میتواند بیان شود:

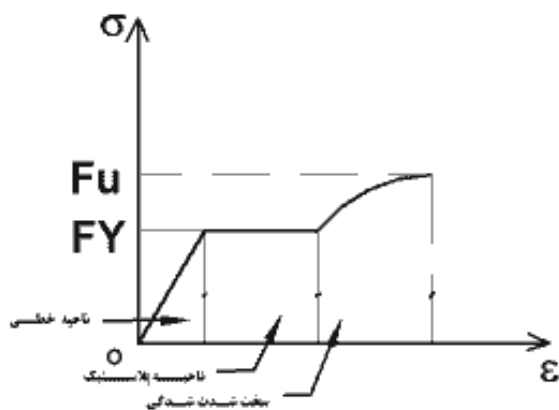
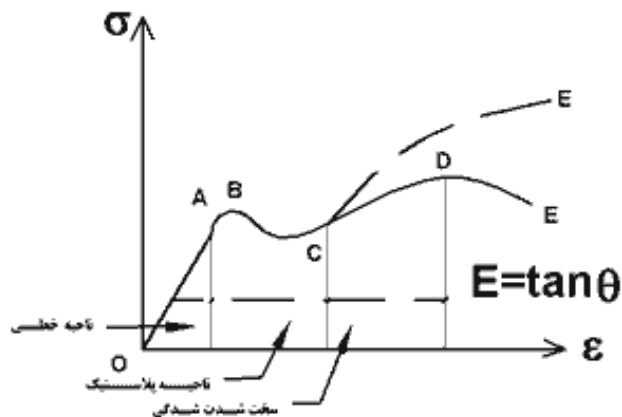
$$\Delta L = \varepsilon_0 \times L_0 \quad L_0 = \frac{\Delta L}{\varepsilon}$$

در روابط فوق قطعاً $\Delta L, L_0$ میبایستی واحد طول یکسان داشته باشند و نتیجتاً ε بدون بعد میباشد.

رابطه هوک در اعضای بار محوری:

همانطور که از توضیحات قبل استنباط می شود، تنش محوری با تغییر طول نسبی تناسب فطی دارد. این موضوع در مورد بسیاری از مصالح سازه‌ای از جمله فولاد سافتمانی تا مدود از بارگذاری صادق است.. آزمایش کشش ساده یک قطعه فولادی با اعمال نیروی کششی بتدریج افزایشده تناسب تنش (میزان نیرو بر واحد سطح) و تغییر طول نسبی و میزان تغییر طول در واحد طول را بشکل منمنی زیر نشان می دهد.

$$A = \text{تنش مد تناسب} = B = \text{تنش تسلیم}$$



OA = نامیه فطی

BC = نامیه فمیری

C = تنش سفت شدگی کرنشی

D = تنش نهایی

E = تنش گسیفتگی

افزایش تنش از صفر تا σ_y باعث افزایش تغییر شکل نسبی از صفر تا ϵ_y میشود که رابطه آنها در محدوده OA تقریباً فطی است. بعد از نقطه A رفتار غیر فطی خواهد بود. ضریب زاویه خط OA ضریب تناسب فطی σ, ϵ در محدوده الاستیک OA خواهد بود. بنابراین رابطه تنش، تغییر طول نسبی به فرم زیر نوشته میشود.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \rightarrow \sigma = E \cdot \epsilon$$

ضریب E را مدول الاستیسیته معرفی میکنیم که برای مصالح مختلف سافتمانی متفاوت است، و در تعیین آنها مدلهای آزمایشی مختلف بکار میرود.

در فرمول بالا مقدار تنش با σ و تغییر طول نسبی با ϵ نشان داده میشود و ضریب E واحدی یکسان با σ دارد و ϵ بدون بعد است.

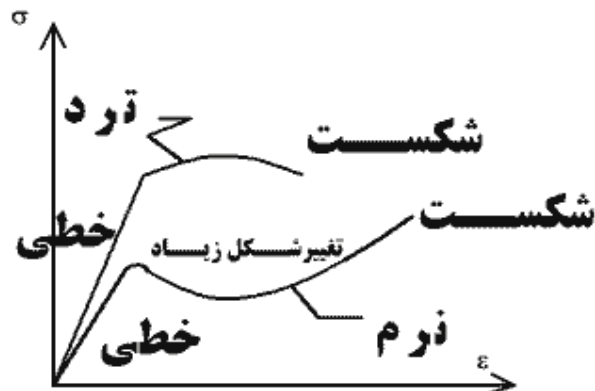
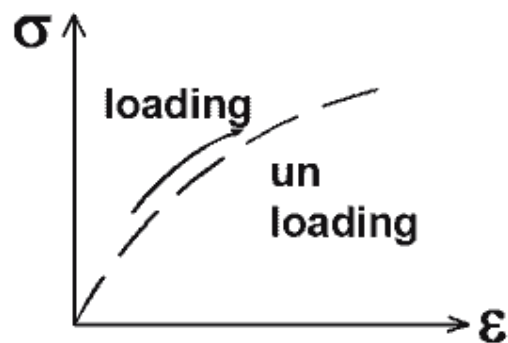
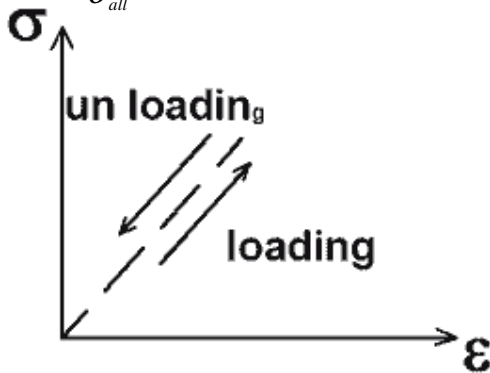
معمولا برای اطمینان، تنش مجاز را کمتر از σ_y (محدود 60 درصد) می گیرند.

اجسام مختلف تحت اثر نیرو، رفتارهای متفاوتی خواهند داشت. نمودار تنش و کرنش یک ماده نشانگر رفتار آن ماده تحت اثر بار خواهد بود. این نمودار ممکن است بصورت الاستیک (برگشت پذیر) و یا غیرالاستیک (برگشت پذیر) باشد، و در هر صورت می تواند بصورت فنی باشد. در مبحث مقاومت مصالح، بیشتر، قسمت فنی نمودار تنش - کرنش مورد توجه قرار دارد، که رابطه آن با قانون هوک (

$\sigma = E \cdot \epsilon$) بیان می شود.

$$S.F = \frac{\sigma_u}{\sigma_{all}}$$

$$S.F = \frac{\sigma_y}{\sigma_{all}}$$



مماسیه تغییر طول محوری:

با جایگذاری مقداری از فرمول تنش $\sigma = \frac{F}{A}$ و مقدار ε از فرمول تغییر شکل نسبی $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ خواهیم

داشت:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2), \quad \sigma = \frac{F}{A} \quad (3) \Rightarrow 2,3 \Rightarrow \varepsilon = \frac{F}{AE} \quad (4)$$

$$(4), (1) \Rightarrow \Delta L = \frac{F}{A \cdot E} L \Rightarrow \Delta L = \frac{FL}{AE}$$

در حالت کلی تر مقدار تغییر طول یک عضو محوری از رابطه انتگرال زیر مماسیه خواهد شد.

$$\Delta L = \int_0^L \varepsilon dx \qquad \Delta L = \int_0^L \frac{F}{EA} dx$$

که مقادیر A, E, F ممکن است در طول عضو متغیر باشد (تابعی از x)

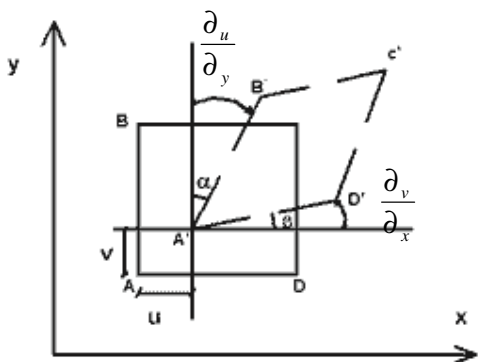
تغییر شکل نسبی برشی یا زاویه ای:

علاوه بر آنکه یک نقطه از جسم نسبت به نقطه ای دیگر از آن می تواند تغییر مکان انتقالی با مؤلفه

های W, V, U داشته باشد تغییر شکل زاویه ای نیز ممکن است اتفاق بیفتد ، تغییر شکل نسبی برشی در

یک المان در صفحه xy را با علامت γ_{xy} نمایش می دهیم و به صورت زیر تعریف می شود.

شکل روبرو یک المان دو بعدی را نشان میدهد.



اندیسهای γ ، نماینده صفحه ای هستند که تزی $\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z}$ ، $\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}$ ، $\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$

زاویه در آن صورت میگیرد.

$$\alpha + \beta = \tan \alpha + \tan \beta = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

α, β یار کوچک هستند و مساوی تانژانت خودشان میباشند.

اگر γ را کرنش برشی تعریف نماییم.

$$\tau = G\gamma$$

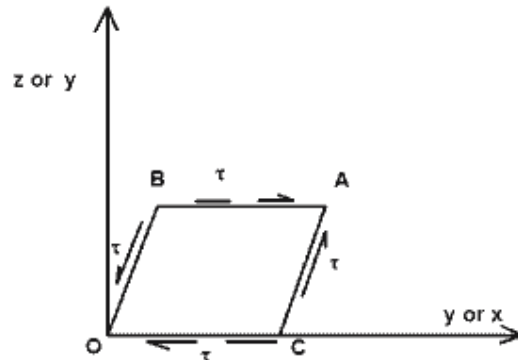
که در G ثابت تناسب است و ضریب ارتجاعی برشی و یا ضریب صلیبیت نامیده می شود و چون γ

همانند ε بدون بعد است γ هم بر حسب رادیان و هم بر حسب درصد بیان می شود.

$$\gamma_{xy} = \tau_{xy} / G$$

$$\gamma_{yz} = \tau_{yz} / G$$

$$\gamma_{zx} = \tau_{zx} / G$$



ضریب پواسون:

موقعی که میله ای تحت کشش می باشد اضافه طول مموری آن همراه با انقباض جانبی می باشد . به

عبارت دیگر با اضافه شدن طول میله عرض آن کاهش می یابد . تا زمانی که میله به صورت ارتجاعی

عمل می کند نسبت کرنش در جهت عرض به کرنش در جهت طول میله ثابت و به ضریب پواسون (ν)

موسوم می باشد (کرنش جانبی و کرنش طولی مخالف علامت یکدیگر هستند)

$$\nu = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = \text{کرنش طولی/کرنش جانبی}$$

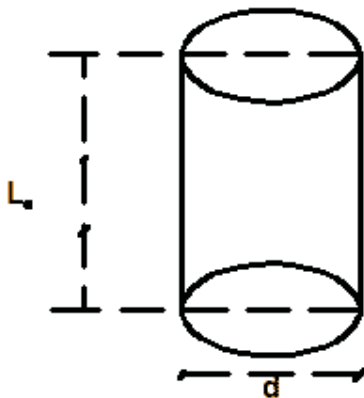
مقدار ν برای فولاد سافتمانی محدود 0.25 و برای بتن آرمه محدود 0.15 است. $\nu < 0.5$

مثال:

میله ای مطابق شکل تحت اثر نیروی کششی 15ton قرار گرفته و در طول مشخص شده $L_0 = 25cm$ با

مقطع دایره ای به قطر $d=5cm$ تغییر طول $\Delta L = 0.25mm$ اندازه گیری شد و مشاهده گردید که قطر

میله به اندازه 0.01mm کاهش یافته است . مطلوبست محاسبه G, ν, E



$$\epsilon_x = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{0.25}{250} \Rightarrow \epsilon_x = 0.001$$

$$\epsilon_y = \frac{\Delta d}{d} = \frac{0.01}{50} \Rightarrow \epsilon_y = -2 \times 10^{-4}$$

$$\nu = \frac{-\epsilon_y}{\epsilon_x} = \frac{2 \times 10^{-4}}{0.001} \Rightarrow \nu = 0.2$$

$$\sigma_x = \frac{F}{A} = \frac{15000}{\pi \times \frac{5^2}{4}} = 763.97 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow E = \frac{\sigma_x}{\epsilon_x} = \frac{763.97}{0.001} \Rightarrow$$

$$E = 7.64 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2}$$

از طرفی سه ثابت ارتجاعی ν, G, E از یکدیگر مستقل نیستند و بین آنها رابطه زیر وجود دارد. لذا

فواهیم داشت:

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{7.64 \times 10^5}{2(1+0.2)} \Rightarrow G = 318.33 \times 10^3$$

تعمیم قانون هوک برای اجسام ایزوتروپ و سه بعدی:

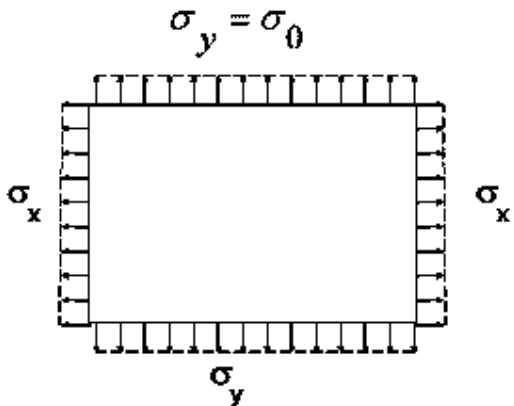
به اجسامی که خواص مکانیکی آن از جهت تغییر شکل پذیری در تمام جهات یکسان است ایزوتروپ گویند. قبلاً قانون هوک را برای اعضای با نیروی محوری بعنوان رابطه تنش در امتداد طول عضو و تغییر شکل نسبی در امتداد طول عضو بصورت $\sigma = E \cdot \varepsilon$ معرفی کردیم که E را مدول الاستیسیته نامیدیم.

در حالت کلی برای اجسامی که تحت اثر تنش در امتداد یک، دو یا سه محور قرار گیرند به فرم کلی زیر بیان می کنیم که به قانون هوک کلی برای اجسام ایزوتروپ معروف است.

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) \\ \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) \\ \varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) \end{cases}$$

مثال:

صفحه مستطیلی مقابل تحت اثر تنشهای یکنواخت σ_x, σ_y قرار دارد. در صورتیکه $\varepsilon_x = 0, \sigma_y = \sigma_0$



باشد نسبت $\frac{\sigma_0}{\varepsilon_y}$ را تعیین کنید.

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) \Rightarrow 0 = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}\sigma_0 \Rightarrow \sigma_x = \nu\sigma_0$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) \Rightarrow \varepsilon_y = \frac{\sigma_0}{E} - \frac{\nu}{E}(\nu\sigma_0) = \frac{1-\nu^2}{E}\sigma_0 \Rightarrow \frac{\sigma_0}{\varepsilon_y} = \frac{E}{1-\nu^2}$$

تنش مرارتی:

اگر جسمی تحت اثر تغییر درجه حرارت قرار گیرد ، یعنی به اندازه ΔT درجه گرم یا ΔT درجه سرد شود از هر جهت بطور مساوی (برای اجسام ایزوتروپ مرارتی)، منبسط یا منقبض می شود بصورت دیگر تغییر شکل نسبی در هر سه جهت کارتزین بطور مساوی فواید داشت که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z = \alpha \Delta T \\ \gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} \end{cases} \Rightarrow \Delta L = \varepsilon l_0 = \alpha \Delta T l_0$$

توجه: تغییر شکل نسبی برشی در اثر تغییرات درجه حرارت بوجود نمی آید.

اگر تغییرات درجه حرارت به اندازه ΔT درجه حرارت همزمان با اعمال تنش باشد. تغییر طول نسبی مرارتی یا تغییر طول نسبی در هر جهت جمع جبری می شود یعنی:

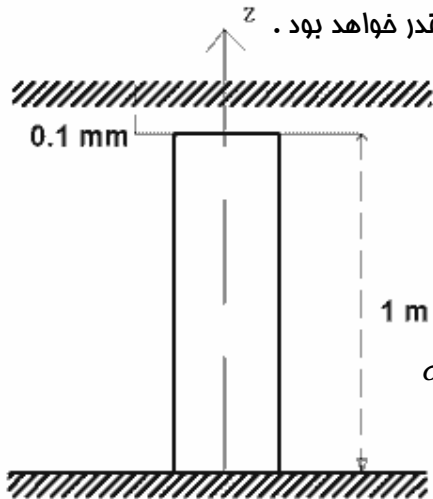
$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) + \alpha \Delta T \\ \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) + \alpha \Delta T \\ \varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) + \alpha \Delta T \end{cases}$$

$\Delta T = T_2 - T_1$ برای افزایش درجه حرارت مثبت است.

ضریب انبساط مرارتی α بستگی به جنس جسم دارد که با آزمایش بدست می آید.

$\alpha_c = 16.7 \times 10^{-6} / ^\circ C$ مس و $\alpha_a = 22 \times 10^{-6} / ^\circ C$ آلومینیوم و $\alpha_s = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ C$ فولاد.

مثال:



چنانچه میله شکل مقابل 30° گرم شود، تنش ایجاد شده در آن چقدر خواهد بود.

$$\alpha = 17 \times 10^{-6} \frac{1}{^\circ\text{C}}, E = 110000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta L = L \alpha \Delta T = 100 \times 17 \times 10^{-6} \times 30 = 0.051 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \sigma_y = 0 \Rightarrow \varepsilon_z = \frac{\delta = 0.041}{L = 100} = 0.00041 \Rightarrow \sigma_z = E \cdot \varepsilon_z = 45.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

سازگاری تغییر شکلها:

جهت روشن شدن موضوع سازگاری شکل مقابل که وزنه $F = 2 \text{ ton}$ دو سیم مجاور هم از سقف آویزان

است را در نظر می گیریم. سیم فولادی با قطر 1 cm و ضریب الاستیسیته $E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و سیم

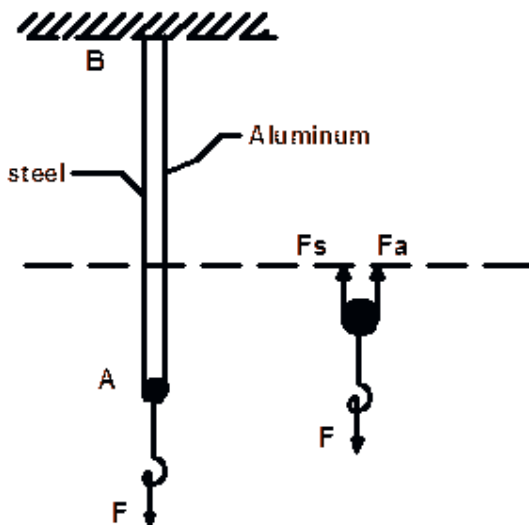
آلومینیومی با قطر 1 cm و $E = 0.55 \times 10^6$ و هر دو به طول

اولیه 1 m می باشند. با فرض تنش مداخل الاستیک

فقط برای فولاد $F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و برای آلومینیوم

$F_y = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ باشد سهم نیروی ممل شده توسط میله های

فولادی و آلومینیومی را بدست آورید.



از تعادل استاتیکی در امتداد قائم می توانیم بنویسیم :

$$+\uparrow \sum F_y = 0 \rightarrow F_a + F_s = F$$

از طرف دیگر A سر قلاب همواره در هر شرایطی به سر دو سیم وصل است و نقطه B اتصال هر دو سیم به سقف ثابت می باشد، بنابراین در تمام طول بارگذاری قبل و بعد از آن طول هر دو سیم باید مساوی باشد بعبارت دیگر در اثر بارگذاری تغییر شکل طولی کل هر دو سیم یکسان است.

$$\Delta L_s = \frac{F_s \cdot L_s}{E_s \cdot A_s} \Rightarrow \Delta L_s = \Delta L_a \Rightarrow \frac{F_s \cdot L_s}{E_s \cdot A_s} = \frac{F_a \cdot L_a}{E_a \cdot A_a}, L_s = L_a, A_s = A_a$$

$$\Delta L_a = \frac{F_a \cdot L_a}{E_a \cdot A_a}$$

$$\frac{F_s}{E_s} = \frac{F_a}{E_a} \rightarrow F_s = \frac{E_s}{E_a} F_a \quad (1)$$

$$F_a + F_s = F \quad (2)$$

$$(1) \text{ و } (2) \Rightarrow F_a + \frac{E_s}{E_a} F_a = F \Rightarrow F_a \left(1 + \frac{E_s}{E_a}\right) = F \rightarrow \begin{cases} F_a = \frac{E_a}{E_a + E_s} \times F \\ F_s = \frac{E_s}{E_s + E_a} \times F \end{cases}$$

پس از بارگذاری تغییر شکل در سیم و تعادل استاتیکی خواهیم داشت.

نیروی داخلی سیم فولادی:

$$F_s = \frac{E_s}{E_s + E_a} \times F = \frac{2.1 \times 10^6}{(2.1 + 0.55) \times 10^6} \times 2 \times 1000 \Rightarrow F_s = 1585 \text{ kg}$$

نیروی داخل سیم آلومینیومی:

$$F_a = \frac{E_a}{E_s + E_a} \times F = \frac{0.55 \times 10^6}{(2.1 + 0.55) \times 10^6} \times 2000 \Rightarrow F_a = 415 \text{ kg}$$

مشاهده می کنیم که دو سیم با قطر مساوی در طول مساوی و تحت شرایط بارگذاری مساوی نیروهای متفاوتی حمل می کنند.

$$\sigma_s = \frac{1585}{\pi \times \frac{(1)^2}{4}} = 2108 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{ys} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{415}{\pi \times \frac{(1)^2}{4}} = 528 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{ya} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

چون تنش موجود فولاد و آلومینیوم کمتر از تنش تسلیم است. پس شرایط الاستیک فطی در محاسبه تغییر شکل بکار رفته درست بود و گر نه محاسبه تغییر شکل می بایست با توجه به پلاستیک شدن مصالح صورت گیرد.

سازه های کششی - فشاری هیپراستاتیک

مسائل سازه های نا معین (هیپراستاتیک) را که فقط تحت اثر نیروهای مموری باشند با استفاده از سازگاری تغییر شکلهای و اصل جمع اثر نیروها بشرطی که رفتار مصالح الاستیک فطی باشد می توان محاسبه کرد. اصل جمع اثر نیروها بدین معنی است که اگر جسمی تحت اثر چند نیرو قرار گیرد تغییر شکل یا تنش کل ایجاد شده در یک نقطه از جسم برابر است با جمع جبری تغییر شکلهای یا تنش ها و اثرات، هر یک از نیروها که به تنهایی منظور شود.

مثال:

میله ای به طول $L=3\text{m}$ و سطح مقطع $A=2\text{cm}^2$ به شکل مقابل تحت بار $E=2\text{ton}$ در نقطه ای به فاصله 2m از انتهای بالائی قرار گرفته می فوایم عکس العمل های آنرا محاسبه کنیم.

$$+\uparrow \sum Fy = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\text{ton} \quad (1)$$

از معادلات تعادل الاستیک نمی توان عکس العمل ها را محاسبه کرد. چون محاسبه دو مجهول

فقط یک معادله تعادل (1) را می توانیم بنویسیم و یک معادله کم داریم.

برای پیدا کردن معادله ای دیگر به سراغ سازگاری تغییر

شکلها می رویم . با اندک دقتی متوجه می شویم که تغییر

مکان B نسبت به A یعنی تغییر طول کل میله باید صفر

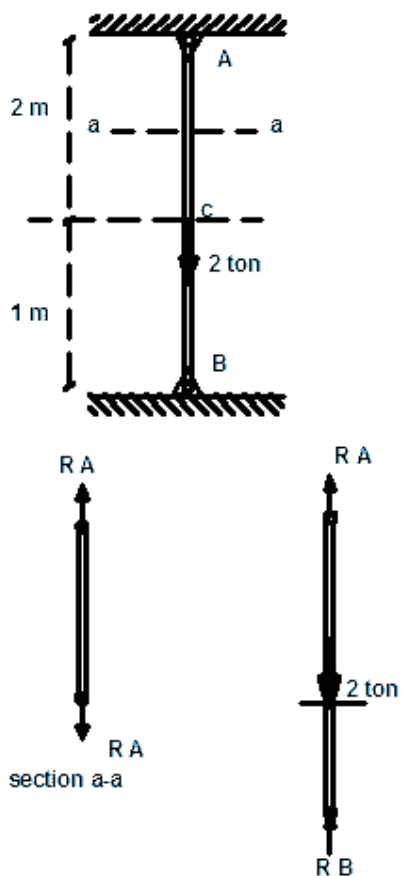
شود چون A و B تکیه گاه هستند . بنابراین بطور پارامتری

و بر حسب R_A, R_B تغییر مکان نقطه B را نسبت به A

با توجه به رفتار الاستیک فطی مناسبه می کنیم و برابر

صفر قرار می دهیم . طول AB از دو قطعه AC و BC

تشکیل شده است.



$$\Delta L_{BA_2} = \sum_1^2 \frac{F_i L_i}{E_i A_i}$$

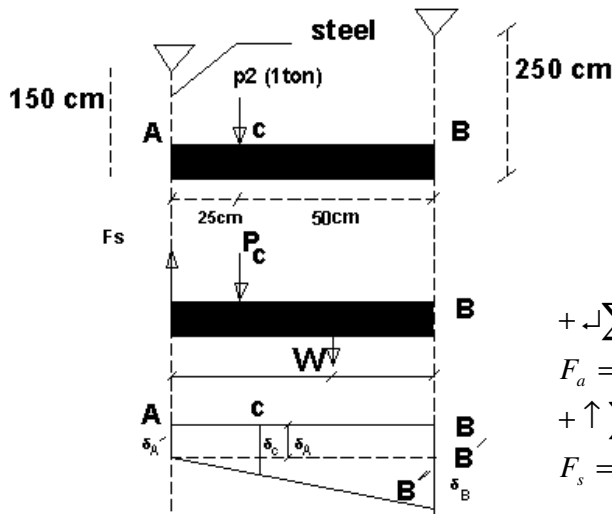
$$\Delta L_{BA} = \frac{-F_{AC} \cdot L_{AC}}{EA} + \frac{F_{CB} \cdot L_{CB}}{E \cdot A} = \frac{-2 \times 1}{EA} + \frac{(RA \times 3) \times 1}{EA} = 0 \Rightarrow \frac{2 \times 1}{AE} = \frac{RA \times 3}{AE} \quad (2)$$

$$(1)(2) \Rightarrow R_A = \frac{2}{3} \text{ ton}, R_B = \frac{4}{3} \text{ ton}$$

مثال:

دو سیم فولادی و آلومینیومی بمسامت مقطع به ترتیب $A_s = 0.785 \text{ cm}^2$, $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$ توسط

عضو صلب و بدون تغییر شکل پذیر C به وزن 200kg وزنه ای به وزن $p=1\text{ton}$ را حمل می نماید. تغییر



مکان نقطه C چقدر است؟

$$E_A = 6 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, E_s = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

از تعادل استاتیکی:

$$+\circlearrowleft \sum M_A = 0 \rightarrow 25P + 37.5W - 75F_a = 0$$

$$F_a = 433.3 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0 \rightarrow F_s + F_a = P + W = 1000 + 200$$

$$F_s = 766.7 \text{ kg}$$

چون جسم AB صلب است فاصله AB بعد از تغییر مکان بصورت فاصله باقی می ماند.

$$\delta_A = \delta_s = \frac{F_s \cdot L_s}{E_s \cdot A_s} = \frac{150 \times 766.7}{2.1 \times 10^6 \times 0.785} \Rightarrow \delta_A = \delta_s = 0.07 \text{ cm}$$

$$\delta_B = \delta_a = \frac{F_a \cdot L_a}{E_a \cdot A_a} = \frac{433.3 \times 250}{6 \times 10^5 \times 1.57} \Rightarrow \delta_B = \delta_a = 0.115 \text{ cm}$$

$$\delta_C = 0.07 + \frac{0.115 - 0.07}{75} \times 25 \Rightarrow \delta_C = 0.084 \text{ cm}$$

مثال:

ستونی بتن آرمه به مقطع $40 \times 40 \text{ cm}$ و طول 3m با یک درصد فولاد طولی مفروض است می خواهیم

مقدار تنش در فولاد و بتن را به ازای نیروی فشاری 20ton بیابیم و مقدار کاهش طولی آنرا محاسب کنیم.

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, E_c = 2.1 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2 \quad \text{مساحت فولاد}$$

$$A_c = 40 \times 40 - 16 = 1584 \text{ cm}^2 \quad \text{مساحت بتن خالص}$$

فرض می شود ، فولاد و بتن تمت این بارگذاری در مد الاستیک خطی باقی می مانند و میلگردهای فولادی

کاملاً به بتن چسبیده است. پس تغییر شکل طولی هر دو باید یکسان باشد.

$$L_C = L_S = 3m$$

$$\delta = \delta_s = \delta_c \rightarrow \frac{F_S \cdot L_S}{E_S \cdot A_S} = \frac{F_C \cdot L_C}{E_C \cdot A_C} \rightarrow F_S = \frac{E_S \cdot A_S}{E_C \cdot A_C} F_C = \frac{2.1 \times 10^6 \times 16}{2.1 \times 10^5 \times 1534} F_C$$

$$F_S = 0.101 F_C \quad (1)$$

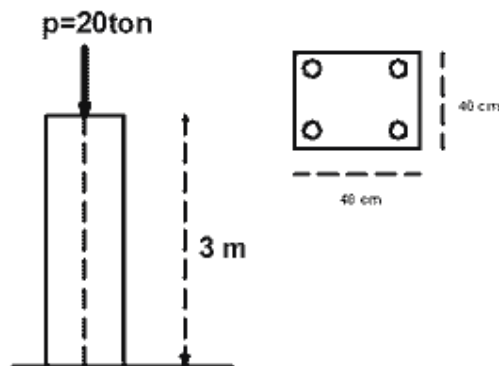
$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_S + F_C = 20 \text{ ton} \xrightarrow{(1)} \begin{cases} F_S = 1.84 \text{ ton} \\ F_C = 18.16 \text{ ton} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 114.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_c = 88.106 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

$$\delta_s = \frac{F_S \cdot L_S}{A_S \cdot E_S} = \frac{1.84 \times 1000 \times 300}{16 \times 2.1 \times 10^6} \Rightarrow \delta_s = 0.0164 \text{ cm}$$

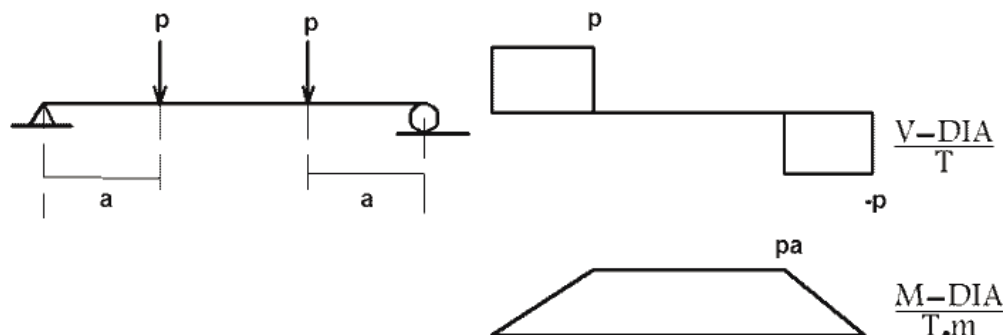
$$\delta_c = \frac{F_C \cdot L_C}{A_C \cdot E_C} = \frac{18.16 \times 1000 \times 300}{1534 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow \delta_c = 0.0164 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_s = \delta_c$$



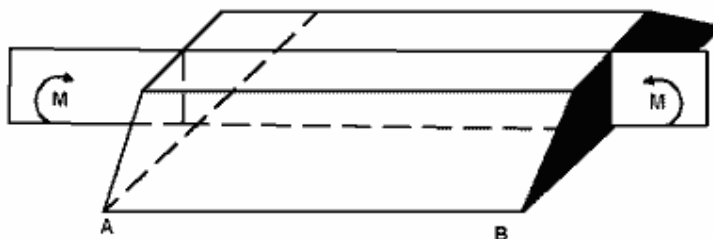
فصل ششم

فمیش خالص تیرها:



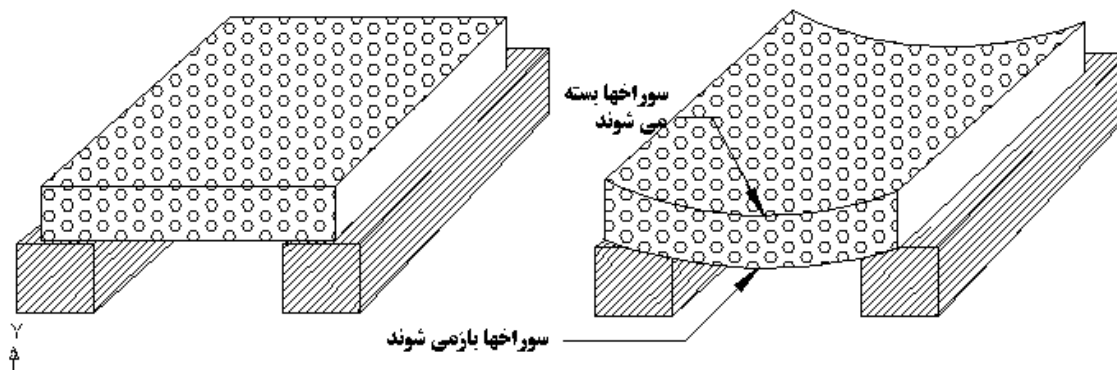
در نامیه مرکزی این تیر نیروی برشی وجود ندارد و این نامیه تنها تحت لنگر فمیشی ثابتی برابر Pa قرار دارد تیری را که در دو انتهای خود تحت تأثیر و لنگر فمیشی مساوی ، مختلف الجهت و هم صفحه قرار دارد، می گویند که در فمیش خالص است.

توجه: پیمیش ایجاد تنش برشی و فمیش ایجاد تنش مموری می کند.

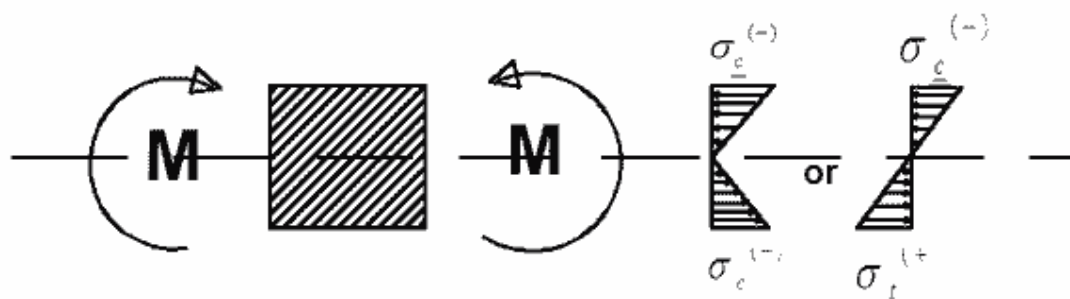


با آزمایش ساده ای می توان فمیش یک تیر ساده را مشاهده نمود. برای این کار یک تکه اسفنج به ابعاد مثلاً $150mm \times 100mm \times 50mm$ را مطابق شکل بر روی دو تکیه گاه قرار دهید و با دست بر آن فشار وارد کنید مشاهده فواید کرد که سوراخهای اسفنج در بالای آن بسته و نشان دهنده فشار در بالای اسفنج، و در پائین آن باز و نشان دهنده کشش در پایین اسفنج ، می باشند. سوراخها در مجاورت دو تکیه

گاه تقریباً بدون تغییر باقی می ماند زیرا لنگر خمشی در دو انتهای تیر در مقایسه با وسط تیر خیلی کوچک هستند.



با توجه به مثال ذکر شده می توان نیروهای وارد بر مقطع عرض یک تیر را که در خمش خالص قرار دارند به صورت زیر نشان داد.

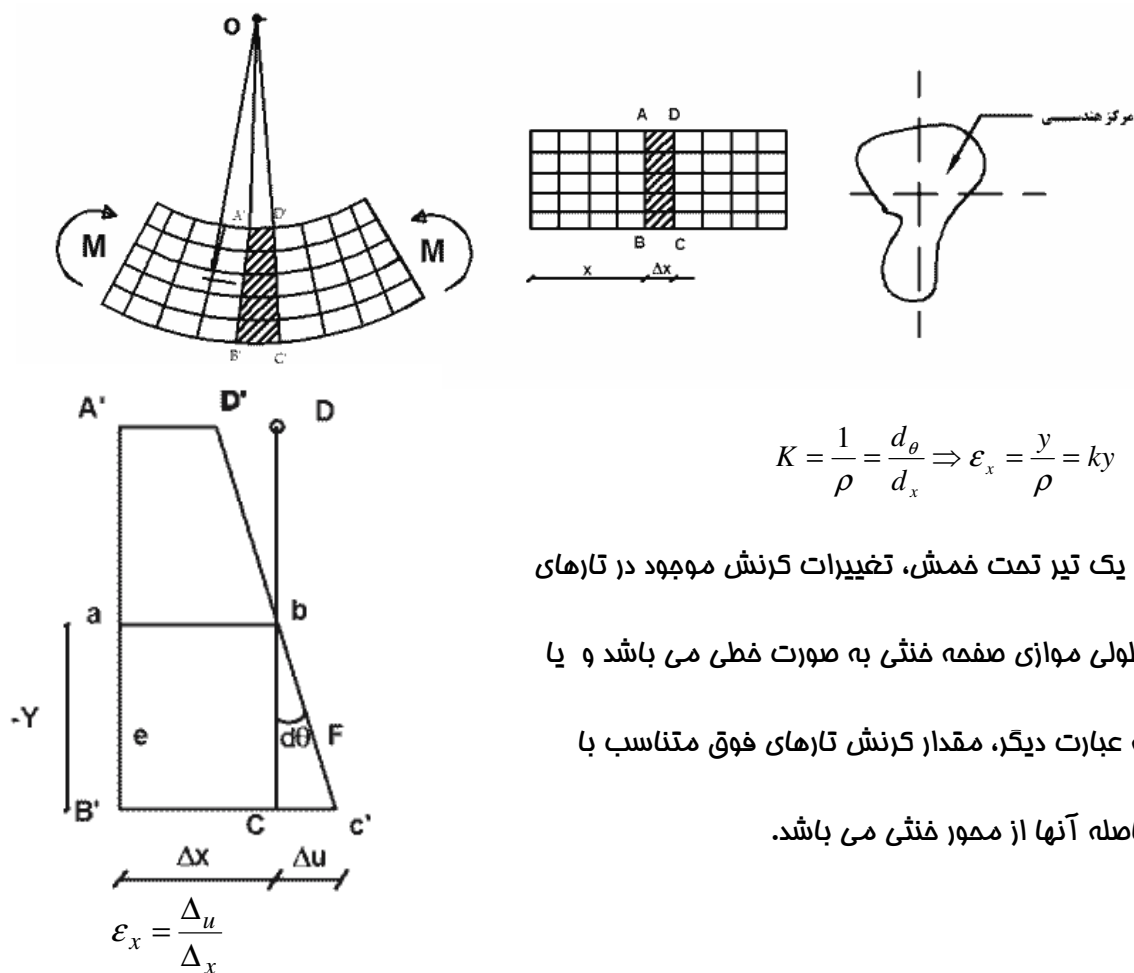


فرضیات اساسی خمشی:

1- صفحات عمود بر محور، بعد از اعمال خمش به صورت صفحه باقی می ماند و تنها حول یک محور دوران می کنند.

2- تغییر شکلهای دارای تغییرات قطعی نسبت به محور دوران هستند.

رفتار مصالح در کشش و فشار یکسان است.



در یک تیر تحت فمیش، تغییرات کرنش موجود در تارهای

طولی موازی صفحه فنتی به صورت قطعی می باشد و یا

به عبارت دیگر، مقدار کرنش تارهای فوق متناسب با

فاصله آنها از محور فنتی می باشد.

در تصویر بزرگ شده این جزء کوچک دیده می شود که طول تارهایی از تیر که در روی سطحی نظیر ab

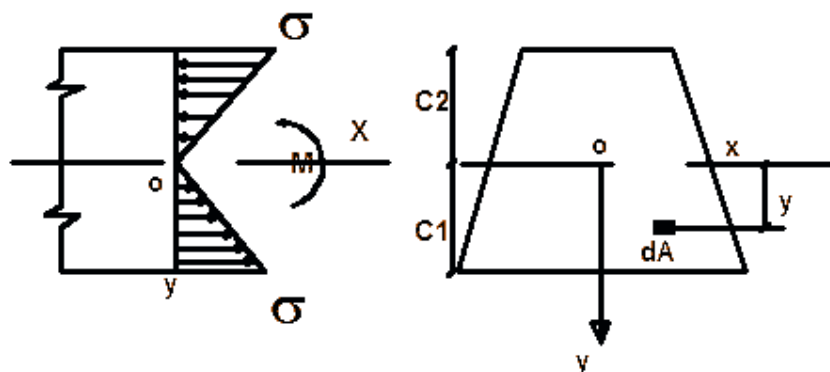
قرار دارند، تغییری نمی کند، چون جزء مزبور به صورت دلفواه انتخاب شده است. تارهای عاری از

تنش و کرنش به طور پیوسته در تمام طول و پهنای تیر وجود دارند. این تارها در روی صفحه ای قرار

دارند که سطح فنتی تیر نامیده می شود. فصل مشترک این صفحه با یک مقطع عرض قائم بر تیر

محور فنتی نامیده می شود از هر دو اصطلاح برای نشان دادن محل تنش یا کرنش صفر در یک عضو

تحت فمیش استفاده می شود.



اثبات اینکه محور اصلی فنتی باید از مرکز هنری سطح مقطع تیر عبور کند:

$$F_x = 0 \Rightarrow \int_A \sigma_x dA = 0 \quad (1)$$

$$\sum \sigma_x = E \cdot \epsilon \quad (2) \quad \epsilon_x = \frac{y}{\rho} = ky \quad (3)$$

$$(2), (3) \Rightarrow \sigma_x = E \cdot ky \quad (4) \quad K = \frac{1}{\rho}$$

$$(4) \text{ و } (1) \Rightarrow \int \sigma_x dA = \int \frac{E y}{\rho} dA = 0$$

چون شعاع انحناء ρ و ضریب ارتجاعی E مقادیر ثابتی هستند از این معادله نتیجه می شود که برای

تیری در فمش فالص رابطه زیر برقرار است:

$$\frac{E}{\rho} \int y dA = 0 \Rightarrow \int y dA = \bar{y} A \Rightarrow$$

که در آن $\bar{y}$ فاصله مرکز هندسی سطح A از محور مبناء می باشد. بنابراین $\bar{y} A = 0$ از آنجایی که A صفر

نیست، $\bar{y}$ باید مساوی صفر شود. بنابراین فاصله مرکز هندسی سطح مقطع محور فنتی باید صفر باشد.

دومین شرط تعادل، تعادل لنگرهای فنتی حول محور Z می باشد لذا داریم:

$$\sum M_z = 0 \Rightarrow M - \int_A (b x dA) y = 0 \Rightarrow M = \frac{E}{\rho} \int \underbrace{y^2 dA}_I = \frac{EI}{\rho}$$

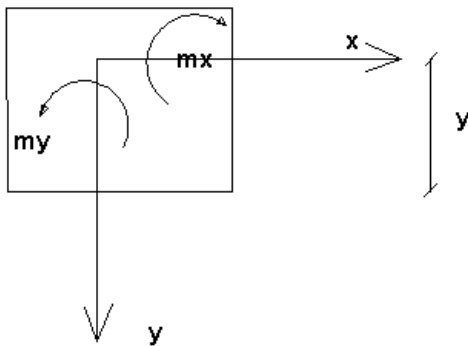
انحاء ممور طولی تیر مستقیماً با لنگر خمشی M و معکوساً با کمیت EI موسوم به صلیبت فنثی تیر

$$K = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \Rightarrow (1)$$

مناسب می باشد.

$$\sigma_x = K.Ey = \frac{Ey}{\rho} \quad (2)$$

$$\text{از (1) و (2)} \Rightarrow \sigma_x = \frac{Ey}{EI} \Rightarrow \sigma_x = \frac{M.y}{I}$$



$M =$ لنگر خمشی

$C =$ دورترین فاصله تا تارفنثی

$I =$ مان اینرسی مول محور فنثی

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad \text{خمشی مول محور } y$$

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad \text{خمشی مول محور } z$$

روابط فوق در صورتی صادق هستند که محورها x و y محورها اصلی مقطع باشند.

$$S = \frac{I}{Y} \quad \text{مدول مقطع} \quad \sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{M}{S}$$

مثال:

ممان خمشی مجاز تیر با مقطع مربع چند برابر ممان مجاز مقطع دایره ای از جنبش مشابه و سطح

مقطع یکسان است؟

$$A_1 = A_2 \Rightarrow a^2 = \frac{\pi}{4} D^2 \Rightarrow a = \sqrt{\frac{\pi}{4} D^2}, S_1 = \frac{I_1}{C_1} = \frac{\frac{a^4}{12}}{\frac{a}{2}} = \frac{a^3}{6} = \frac{\pi \sqrt{\pi}}{48} D^3$$

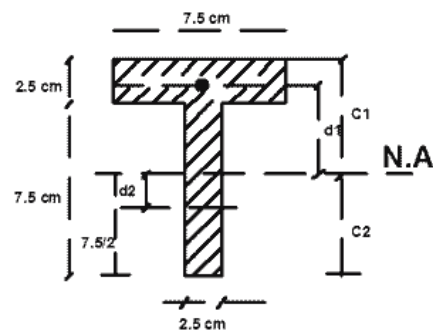
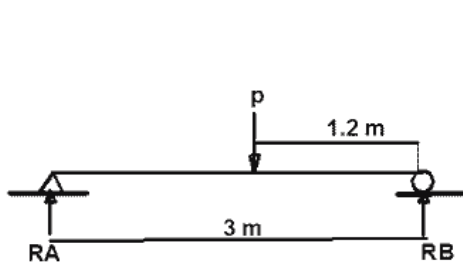
$$S_2 = \frac{I_2}{C_2} = \frac{\frac{\pi D^4}{64}}{\frac{D}{2}} = \frac{\pi D^3}{32} \Rightarrow \frac{S_1}{S_2} = \frac{2}{3} \sqrt{\pi} = 1.18 \Rightarrow$$

$$\frac{M_{1all}}{M_{2all}} = \frac{S_1}{S_2} = \frac{2}{3} \sqrt{\pi} = 1.18$$

مثال:

تعیین کنید حداکثر تنش عمودی ناشی از خمش را در تیر ساده زیر وقتی که $P=600\text{kg}$ و سطح مقطع

عرض آن مطابق شکل زیر باشد.



$$+\circlearrowleft \sum m_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3 + 600 \times 1.8 = 0 \Rightarrow R_B = \frac{600 \times 1.8}{3} = 360\text{kg} \uparrow$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + 360 - 600 = 0 \Rightarrow R_A = 240\text{kg} \uparrow$$

$$\bar{y} = \frac{\sum yA}{\sum A} = \frac{7.5 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2} + 7.5 \times 2.5 \times (\frac{7.5}{2} + 2.5)}{7.5 \times 2.5 \times 2} \Rightarrow \bar{y} = 3.75\text{cm}$$

$$C_1 = 3.75 \text{ cm}, C_2 = 10 - 3.75 = 6.25 \text{ cm}$$

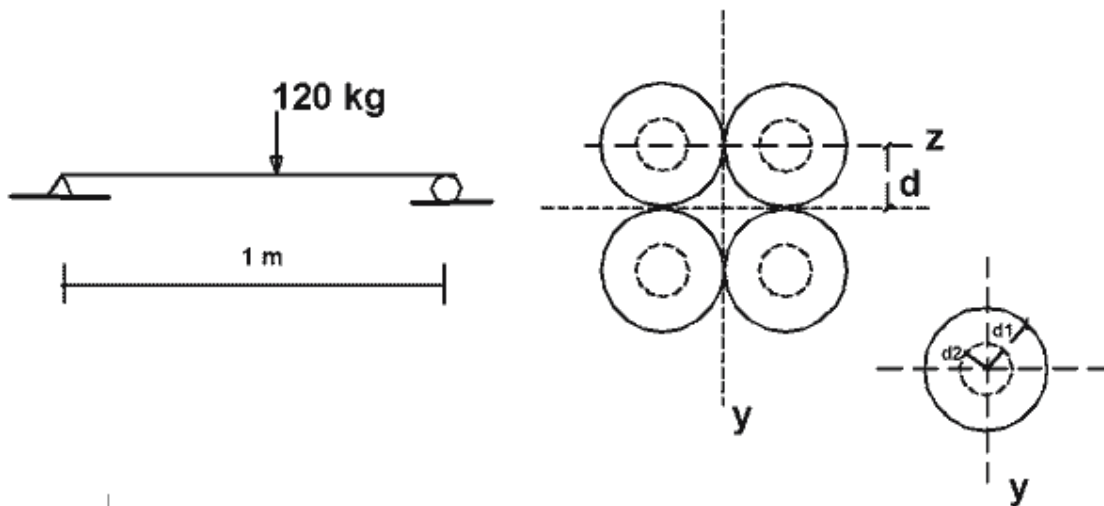
$$I = \frac{1}{2} \times 7.5 \times 2.5^3 + 7.5 \times 2.5 \times \left(3.75 - \frac{2.5}{2}\right)^2 + \frac{1}{2} \times 2.5 \times 7.5^3 + 2.5 \times 7.5 \times \left(6.25 - \frac{7.5}{2}\right)^2 = 322.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max} \cdot C_2}{I} = \frac{43200 \times 6.25}{322.03} = 813.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

مثال:

یک لوله فولادی به قطر خارجی $d_1 = 4 \text{ cm}$ و قطر داخلی $d_2 = 3 \text{ cm}$ به صورت تیر ساده برای پوشاندن دهانه یک متری بکار رفته است. حداکثر بار مجازی که این لوله در وسط دهانه اش می تواند تحمل 120 kg می باشد. اگرچه چهار عدد از این لوله ها به صورت موازی به یکدیگر کاملاً متصل گردند و برای پوشش همان دهانه بکار روند حداکثر باری که چهار لوله می توانند در وسط دهانه شان تحمل کنند چقدر

است؟



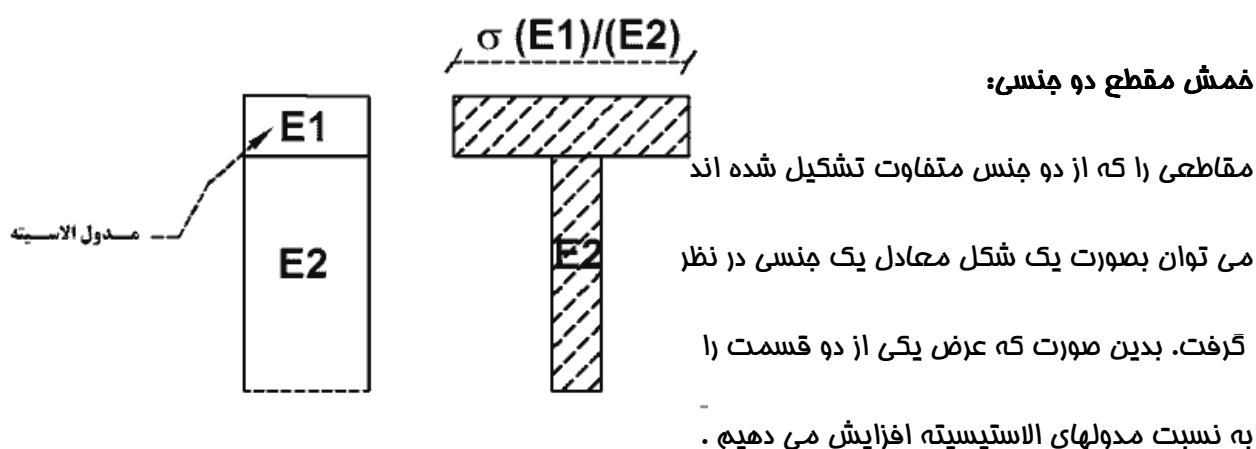
$$I_{z1} = \frac{\pi}{64} (d_1^4 - d_2^4) = \frac{\pi}{64} (4^4 - 3^4) = 8.59 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = \frac{I_{z1}}{\frac{d_1}{2}} = \frac{8.59}{2} = 4.295 \text{ cm}^3$$

برای چهار لوله مزبور می توانیم بنویسیم

$$I_{z2} = 4 \left[8.59 + \frac{\pi}{4} (4^2 - 3^2) 2^2 \right] = 122.32 \text{ cm}^4$$

$$S_2 = 122.32/4 = 30.58 \text{ cm}^3 \Rightarrow \frac{30.58}{4.295} \times 120 = 206.7 \text{ kg}$$



در این حالت تنش بدست آمده قسمت قبل تبدیل یافته را باید به نسبت مدولهای الاستیته افزایش

دهیم.

مثال:

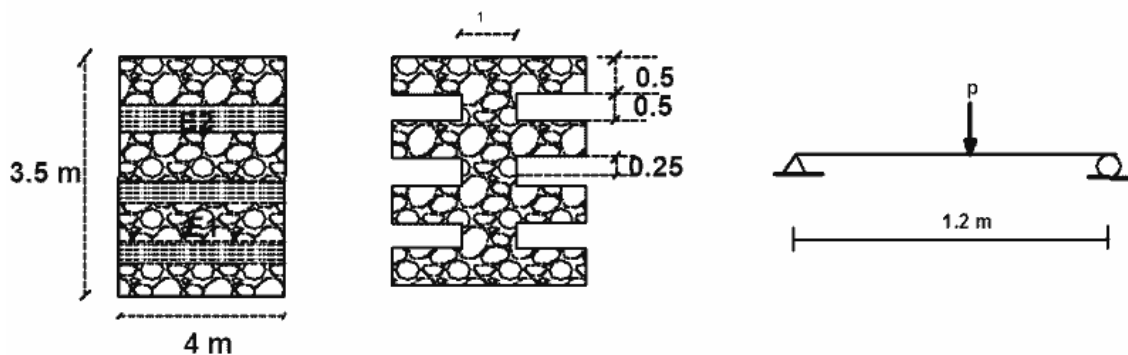
مقطع عرضی تیر کوچکی که از هفت لایه چیده شده در شکل زیر نشان داده شده است. رگه

هایی لایه ها یک در میان موازی طول تیر است. تیر مزبور به طول 1.2m و دارای دو تکیه گاه ساده می

باشد و بار متمرکز p در وسط دهانه آن وارد می شود. ضریب ارتجاعی در جهت موازی رگه ها برابر

$E_1 = 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و جهت عمود بر رگه ها برابر $E_2 = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ است. تنش های مجاز

مربوطه $\sigma_1 = 84 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 21 \text{ kg/cm}^2$ است. مقدار مجاز بار p را تعیین کنید.



$$n = \frac{E_2}{E_1} = 0.25$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 + Adt^2 - 3\left[\frac{1}{12}bh^3\right] + 2Ad$$

$$I = 4 \times \frac{3.5^3}{12} - 3\left[3 \times \frac{0.5^3}{12}\right] - 2[(3 \times 0.5)(0.5 \times 2)^2] = 11.2 \text{ cm}^4$$

تنش σ_1 در این مسئله تنش تعیین کننده است و لنگر خمشی مراکزتری که مقطع مزبور می تواند

$$M_{\max} = \frac{I}{C} \sigma_1 = \frac{11.2}{1.75} \times 84 = 537 \text{ kg.cm}$$

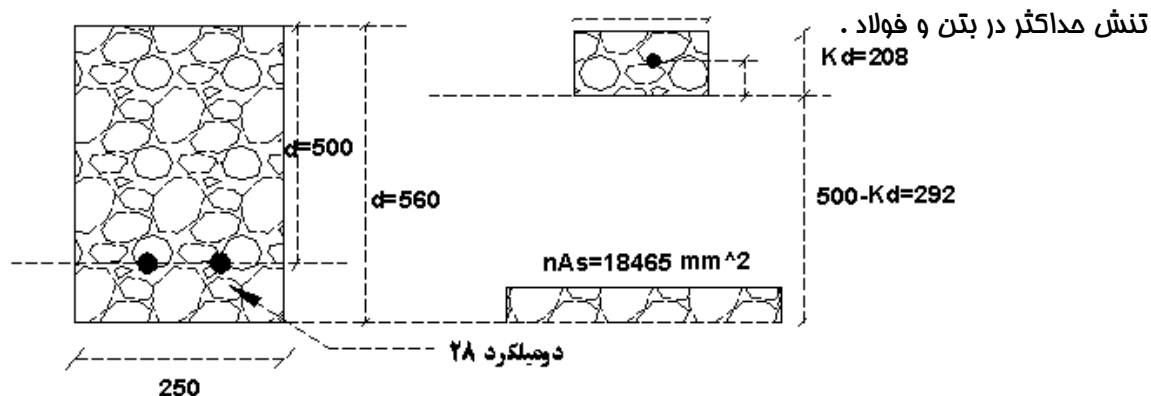
تحمل کند مساویست با:

$$p = \frac{4M_{\max}}{L} = \frac{4 \times 537}{120} = 18 \text{ kg}$$

مثال:

مقطع تیر بتن شکل زیر تحت تأثیر لنگر خمشی مثبت 69.2 کیلو نیوتن قرار دارد . اگر فولاد مقطع

دو میلگرد به قطر 28 میلی متر و نسبت ضریب ارتجاعی فولاد و به بتن 15 باشد و $n=15$ مطلوبست



$$\text{سطح مقطع فولاد} = As = 2\pi \times \frac{28^2}{4} = 1231 \text{ mm}^2$$

$$\text{سطح مقطع تبدیل یافته فولاد} = nAS = 15 \times 1231 = 18465 \text{ mm}^2$$

$$250(kd) \times (k \frac{d}{2}) = 18465 \times (500 - kd) \Rightarrow 125(kd)^2 = 0232500 - 18465kd$$

$$(kd)^2 + 147.72kd - 73860 = 0 \Rightarrow kd = 208 \text{ mm}, 500 - kd = 292 \text{ mm}$$

توجه: اگر در جواب بدست بیاید عدد مثبت قابل قبول می باشد و اگر بیشتر از d باشد عدد بدست آمده

تا قابل قبول نیست.

$$I = 250 \times 208^3 + 250 \times 208 \times (\frac{208}{2})^2 + 0 + 18465(292)^2 = 2.32 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$(\sigma_c)_{\max} = \frac{Mc}{I} = \frac{69.2 \times 10^6 \times 208}{2.32 \times 10^9} = 6.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = n \frac{Mc}{I} = \frac{15 \times 69.2 \times 10^6 \times 292}{2.32 \times 10^9} = 131 \text{ N/mm}^2$$

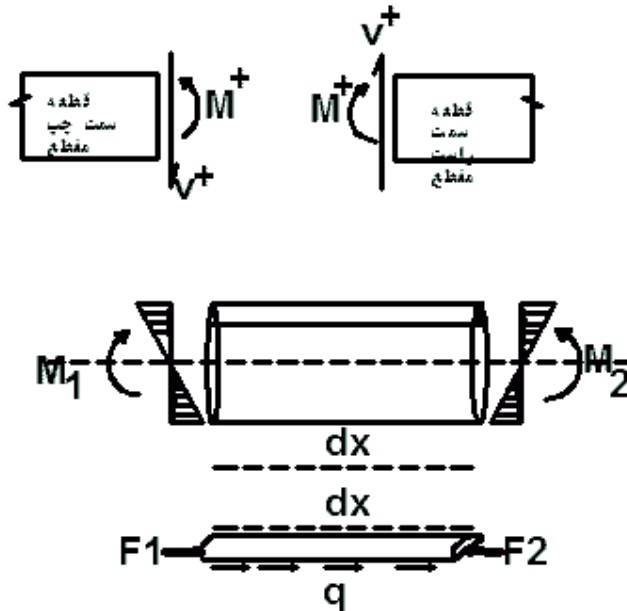
فصل هفتم:

تنشهای برشی در تیرها:

علت اینکه نمی توانیم از روشهای قبلی استفاده کنیم این است که نمی توانیم هیچ فرض ساده ای برای توزیع کرنش ناشی از نیروی برشی، برقرار کنیم.

$$d_m = v dx \quad \text{or} \quad \frac{d_m}{dx} = v$$

جریان برش:



$$d_F = F_2 - F_1 = \frac{M_2 Q}{I} - \frac{M_1 Q}{I} = \frac{(M_2 - M_1) Q}{I}$$

$$q = \frac{dF}{dx} = \frac{dM}{dx} \frac{Q}{I} \Rightarrow q = \frac{VQ}{I}$$

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

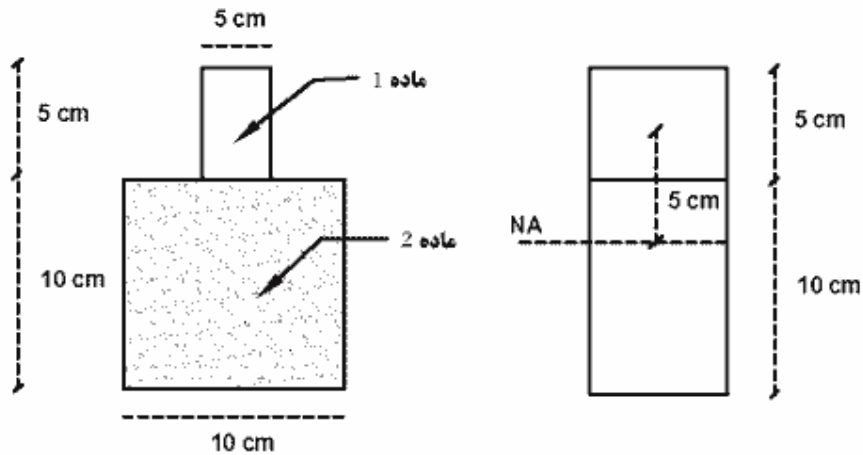
و تنش برشی در عرض مقطع ، یکسان فرض می شود

q شدت نیروی برشی در طول می باشد که به آن جریان برش گویند.

مثال:

مقطع تیری مطابق شکل از دو ماده تشکیل شده است. پانچه نیروی برشی 6ton به این مقطع اعمال

شود تنش برشی در محل اتصال دو ماده برابر با چه مقدار است؟ $\frac{E_1}{E_2} = 2$



نکته: مرکز سطح و ممان اینرسی را از مقطع تبدیل نشده انتخاب میکنیم ولی برای محاسبه تنش برشی

در هر هرمقطع باید این جریان برشی در عرض واقعی همان ماده تقسیم شود.

$$\bar{y} = \frac{10 \times 5 \times 2.5 + 10 \times 10 \times 10}{10 \times 10 + 2.5 \times 10} = 7.5$$

$$I = \frac{1}{12} \times 5^3 \times 10 + 5 \times 10 \times 5^2 + \frac{1}{12} \times 10^3 \times 10 + 10 \times 10 \times 2.5$$

$$= 2812.5 = \frac{1}{12} \times 15^3 \times 10$$

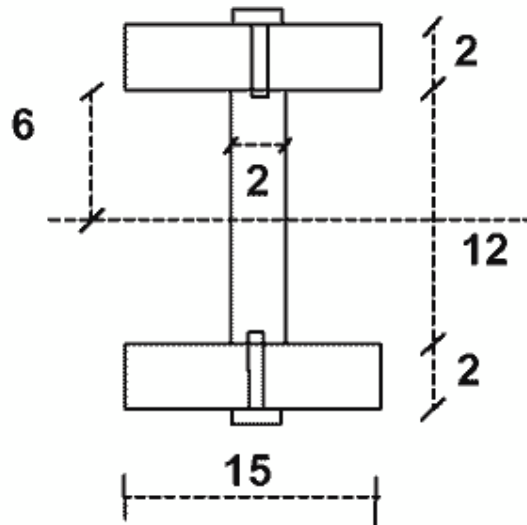
$$q = \frac{VQ}{I} = \frac{6 \times 10^3 \times 5 \times 10 \times 5}{\frac{10 \times 15^3}{12}} = 533.3 \quad \frac{kg}{cm}$$

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{533.3}{5} = 106.66 \text{ kg/cm}^2$$

مثال:

مقطع زیر که از اتصال سه قطعه تشکیل شده است تحت اثر نیروی برشی 250kg قرار دارد. در صورتیکه

نیروی برشی مجاز هر یک از پیچهای اتصال 150kg باشد فاصله لازم برای پیچها را تعیین کنید.



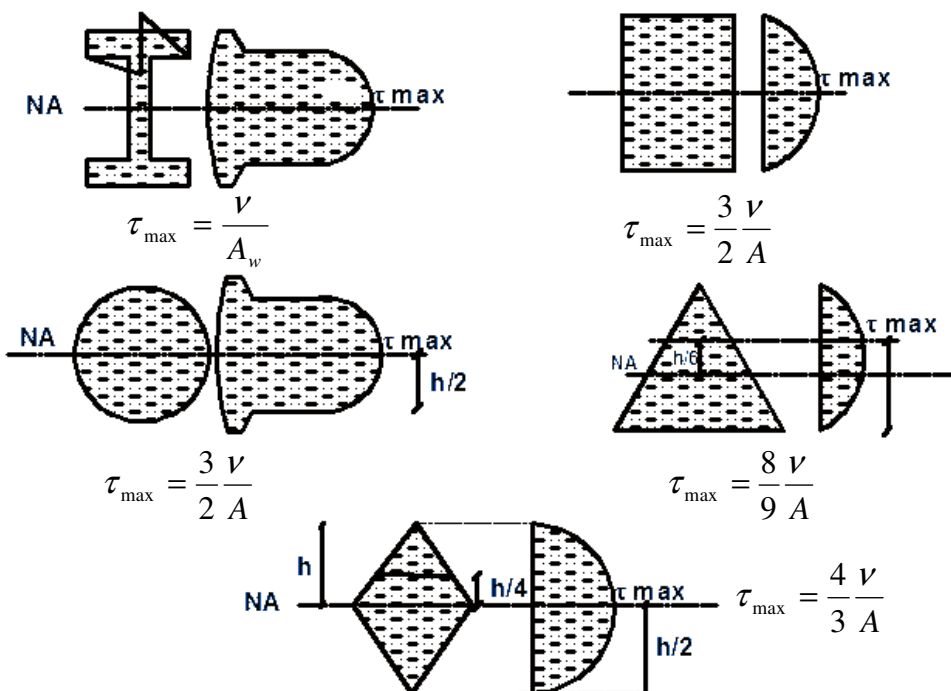
$$I = 2 \times \left(\frac{15 \times 2^3}{12} + 15 \times 2 \times 7^2 \right) + 2 \times \frac{12^3}{12} = 3248 \text{ cm}^4$$

$$q = \frac{VQ}{I} = \frac{250 \times 2 \times 15 \times 7}{3248} = 16.16 \text{ kg/cm}, \Rightarrow q \cdot s = F_{all} \Rightarrow 16.16 \times s = 150 \Rightarrow s = 9.28 \text{ cm}$$

توزیع تنش برشی:

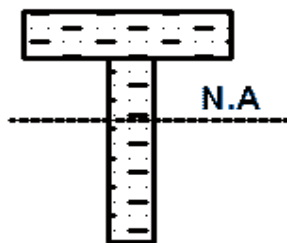
توزیع تنش برشی در عرض مقطع ، یکنواخت فرض می شود. توزیع تنش برشی در ارتفاع تابعی از $\frac{Q}{t}$ می

باشد و ماکزیمم آن در جایی است که بیشترین $\frac{Q}{t}$ را داشته باشد.

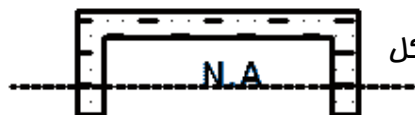


مثال:

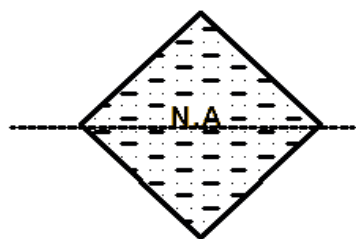
در کدام یک از مقاطع زیر حداکثر تنش برشی در روی محور خنثی ظاهر نمی شود.



ب) T شکل



الف) ناودانی شکل



د) لوزی شکل



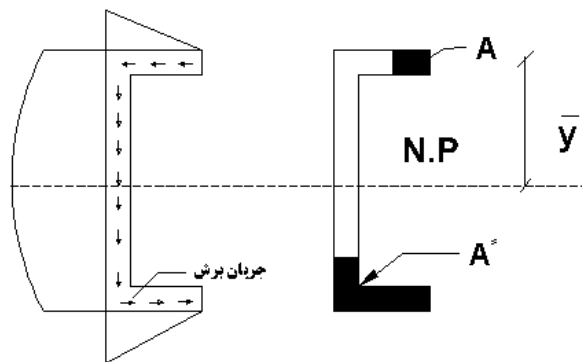
ج) لوله ای شکل

در شکلهای الف و ب و ج چون در محل تار فنتی که بیشترین مقدار Q وجود دارد. کمترین ضخامت را

داریم، بنابراین تنش برشی ماکزیمم در تار فنتی خواهد بود. ولی در لوزی به علت متغیر بودن $\frac{Q}{t}$ در

ارتفاع همانگونه که در اشکال توزیع تنش برشی دیده می شود. ماکزیمم تنش برشی در تار فنتی

نیست.



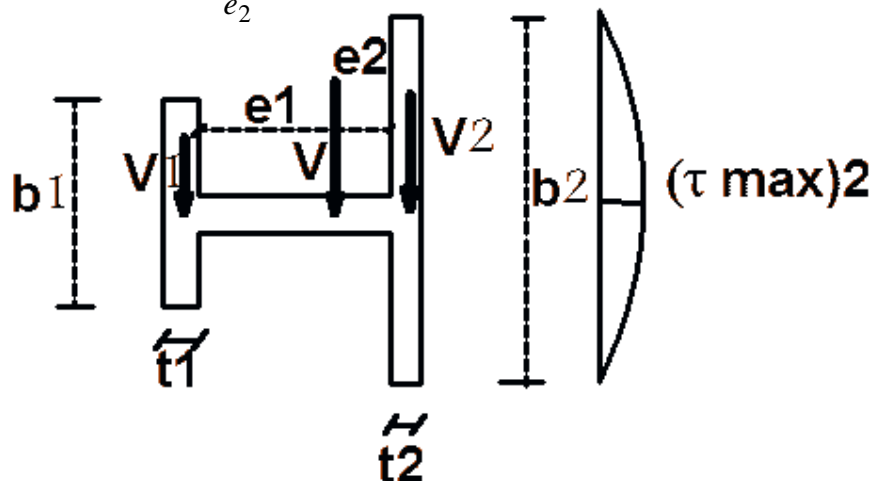
مرکز برش:

به نقطه ای گفته می شود که اگر نیروی برشی از آن نقطه عبور کند، پیش از در مقطع بوجود نمی آید . در

شکلهایی که محور تقارن دارند مرکز برش بر روی این محور قرار دارد.

مثال:

در شکل زیر در صورتیکه نقطه A محل مرکز برش باشد مطلوبست نسبت $\frac{e_1}{e_2}$



$$V_1 = \frac{2}{3}(\tau_{\max})_1 \times A_1 = \frac{2}{3} \times \frac{V \times (\frac{b_1 t_1}{2} \times \frac{b_1}{4})}{I t_2} \times b_1 t_1$$

$$= \frac{t_1 b_1^3}{12} \times \frac{V}{I} = I_1 \frac{V}{I}$$

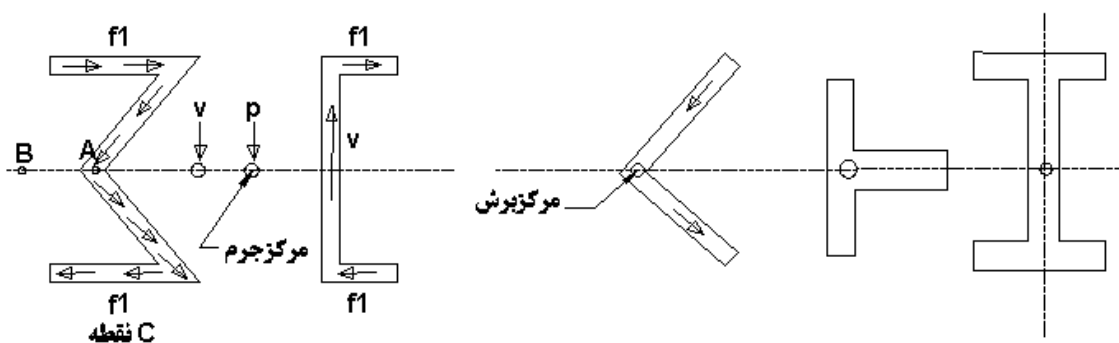
$$V_2 = \frac{2}{3}(\tau_{\max})_2 \times A_2 = \frac{2}{3} \times \frac{V \times (\frac{b_2 t_2}{2} \times \frac{b_2}{4})}{I t_2} \times b_2 t_2$$

$$= \frac{t_2 b_2^3}{12} \times \frac{V}{I} = I_2 \frac{V}{I}$$

$$V_1 = \frac{I_1}{I} V, \quad V_2 = \frac{I_2}{I} V, \quad \sum M_A = 0 \Rightarrow V_1 e_1 = V_2 e_2 \Rightarrow$$

$$\frac{e_1}{e_2} = \frac{V_2}{V_1} = \frac{I_2}{I_1} = \frac{t_2 b_2^3}{t_1 b_1^3}$$

مرکز برش اجسام مختلف:



مقدمه:

معیار طراحی سازه ها قبل از دست یا بی بشر به رفتار سازه ها و مصالح بر اساس تجربه و احساس طراح از رفتار فیزیکی سازه انتساب می گردید .

طراحی فرآیندی است که از آن یک مل بهینه برای مسئله بدست می آید . که برای یک طراحی بهینه باید معیارهای از قبیل : مداخل مخارج ، مداخل وزن ... را در نظر داشت .

طراحی یک سازه فولادی در دو بخش عمده انجام می شود . 1- طراحی معماری 2- طراحی سازه ای

انواع سیستمهای مختلف سازه ای عبارتند از : سازه های قابی با اتصالات صلب ، سازه های قابی با اتصالات ساده ولی مهاربندی شده ، سازه های فرپایی ، سازه های پوسته ای ، سازه های شبکه ای فضا کار ، سازه های کابلی و..... استفاده از فلز به عنوان مصالح سازه ای به سافت یک پل قوسی در انگلستان به دهانه 30 متر با استفاده از اعضای چدنی بر می گردد و پس از آن به تدریج آهنی که کربن جایگزین چدن معمولی گردید . قدیمترین مثال مهم پل چهار دهانه بریتانیا در ویلز با دهانه های 70,140,140,70 متری می باشد که برای سافت آن از ورقها و نبشی هایی از جنس آهن که کربن استفاده گردید .

بارهای وارد و بر ساختمان به طور عمده به دو دسته بارهای قائم و ثقلی ، و بارهای جانبی وافقی ، تقسیم می گردند.

الف – بارهای قائم :

1- بارهای مرده : فصل دوم آئین نامه 519 : وزن مرده اعضای سازه

2- بارهای زنده : فصل دوم آئین نامه 519: بارهای وظیفه ای ساختمان

3- بارهای برف : فصل ششم آئین نامه 519

4- بارهای ضربه

ب- بارهای جانبی :

1- بار باد : فصل 7 آئین نامه 519

2- بار زلزله: فصل 8 آئین نامه 519: ضوابط بطور کامل در آئین نامه 2800

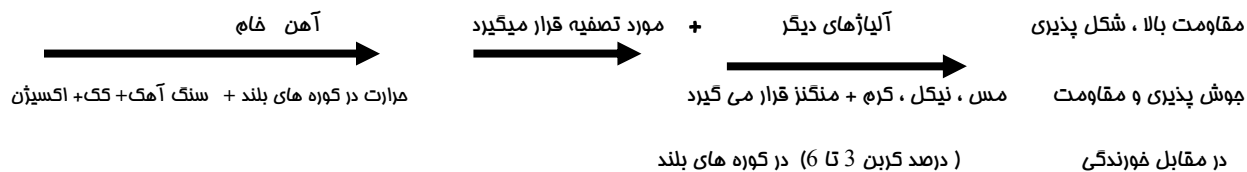
3- بارهای انفجاری

روشهای موجود محاسبه نیروهای زلزله

الف: روش نیروی معادل استاتیکی

ب: روش شبه دینامیکی و دینامیکی

روش تولید فولاد:



استانداردهای فولاد

1- آمریکا (ASTM) American Standard Testing material

$A_{36} \rightarrow$ فولاد کربن دار نرمه $\rightarrow F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$A440, A441, A572 \rightarrow$ فولاد پر مقاومت و کم آلیاژ

$A514 \rightarrow$ فولاد و آب دیده و باز پخت شده

2- اروپا

$Fe\ 37-A \rightarrow$ فولاد نرمه سافتمانی $\rightarrow F_u = 3700$ تنش گسیفتگی
 $Fe\ 37-B$

3- استاندارد، آلمان غربی (ایران)

$$\left\{ \begin{array}{l} st \quad 37-1 \\ st \quad 37-2 \\ st \quad 37-3 \end{array} \right. \quad \text{فولاد و نرمه سافتمان تولیدی ذوب آهن اصفهان}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} st \quad 52-4 \\ st \quad 65-1 \\ st \quad 60-2 \end{array} \right. \quad \text{فولاد پر مقاومت}$$

$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ تنش جاری شدن
 $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$ تنش گسیختگی نهایی

4- استاندارد روسی

$$BCT.2k \Pi \Rightarrow F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{و فولاد کربن دار}$$

CT.0

انواع عملیات بر روی فولاد

2- عملیات گرم

1- عملیات سرد

مشخصات مهندسی فولاد

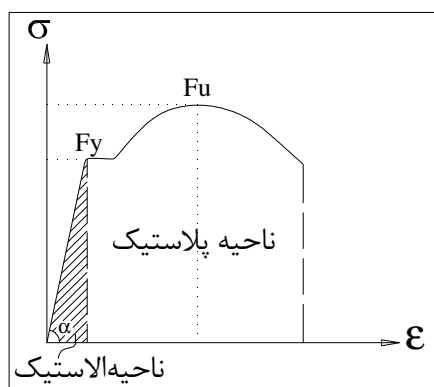
1- نامیه فطی - ضریب الاستیسیته E :

نامیه ابتدایی نمودار که در آن ارتباط تنش - کرنش بصورت فطی است.

$$\sigma = E \varepsilon \Leftarrow \text{قانون هوک}$$

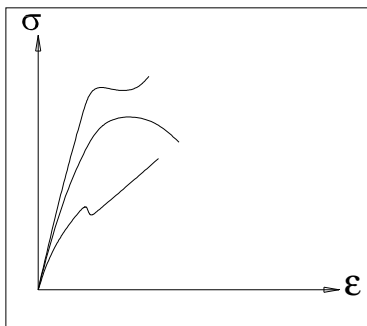
ضریب تناسب E ضریب الاستیسیته نام دارد و مقدار آن برای فولاد

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ میباشد.}$$



2- تنش جاری شدن (F_y یا σ_y)

تنش نظیر نقطه ای که در آن نمودار به حالت افقی در می آید به تنش جاری شدن یا تسلیم معروف است.



3- نامیه پلاستیک

نامیه ای مسطح که طول آن در حدود 15 تا 20 برابر کرنش نظیر مد فطی می باشد و بعد از تنش جاری شدن قرار دارد .

4- سفت شدگی مجدد

این قسمت در فولاد و فشکه وجود ندارد و نامیه ای است که تنش مجدداً با افزایش کرنش ازدیاد پیدا می کند لیکن

با شیب به مراتب کمتر از نامیه الاستیک. $E=62000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A36$

5- ضریب فنریت و طاقت

سطح زیر نمودار تنش - کرنش تا مد فطی ($\frac{1}{2} \epsilon_y \sigma_y$) را ضریب فنریت می نامند که نشانه جذب انرژی در نامیه

فطی است و مسلماً مقدار آن برای فولاد فشکه به خاطر داشتن σ_y بزرگتر ، بیشتر از فولاد نرمه می باشد .

تمام این انرژی قابل برگشت است .

6- طاقت مصالح

انرژی جذب شده در هنگام گسیفتگی یعنی سطح زیر منحنی تنش - کرنش تا نقطه گسیفتگی را طاقت مصالح گویند

در مواردی که از فولاد انتظار جذب انرژی در نامیه الاستیک می رود باید از فولاد با ضریب فنریت بیشتر و درموردی که

انتظار جذب انرژی در نامیه پلاستیک می رود باید از فولاد و با طاقت بیشتر استفاده نمود.

تئوری وان مایسز

تئوری وان مایسز که در آن تنش جاری شدن بر مسب تنشهای اصلی موجود بیان می شود به صورت زیر است:

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

که $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ تنشهای کششی یا فشاری بوده که

در سه امتداد اصلی اثر می کنند. لازم به ذکر است که همراه تنش های اصلی، هیچ گونه تنش برشی وجود ندارد

درمورد مسائل صفحه ای، رابطه وان مایسز به صورت مقابل درمی آید: $\sigma_y^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2$ که

اگر $|\sigma_1| = |\sigma_2|$ باشد قابل تبدیل به حالت تنش برشی خالص می باشد و داریم $T = \frac{\sigma_1}{\sqrt{3}}$ این رابطه بدان معنی

است که اگر تنش برشی که در یک نقطه اثر می کند به $\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ برسد آن نقطه جاری خواهد شد.

نیمرخهای ساختمانی و پروفیلها

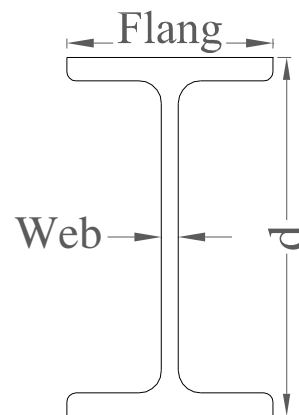
1- مقاطع I شکل

$$\left. \begin{array}{l} \text{مقاطع باریک یا نیمه پهن IPE} \end{array} \right\} \rightarrow b_f \approx \frac{d}{2}$$

مقاطع نرمال INP

$$IPE \quad 120 \Rightarrow d = 120 \text{ mm}$$

$$IPB \quad 140 \Rightarrow d = 140 \text{ mm}$$



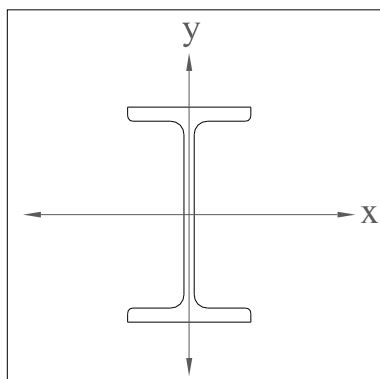
موارد کاربرد :

1- هم بصورت تک برای تیرها استفاده می شوند.

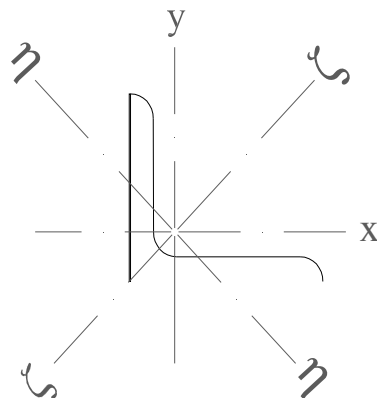
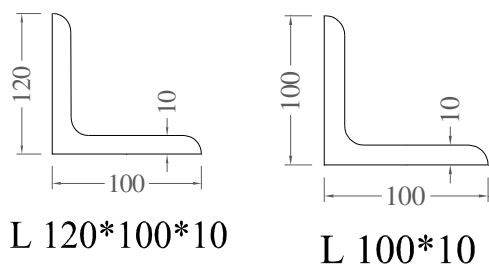
2- هم بصورت دابل برای ستونها استفاده می شوند.

3- اگر $I_x > I_y$ بگذرد هندسی بگذرد

IPB چه به صورت تک و یا دابل برای تیر یا ستون استفاده می شود.

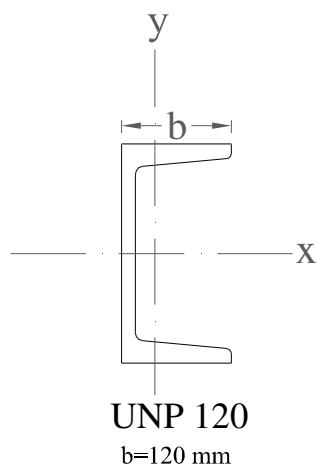


2- پروفیل نبشی



موارد کاربرد: برای مهاربندها و درفپا ها استفاده می شوند .

3- پروفیل ناودانی

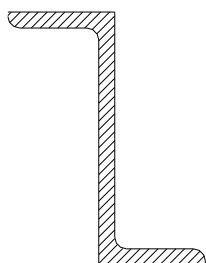
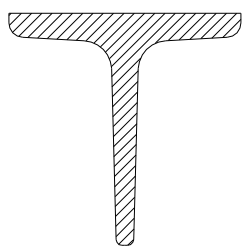


UNP U120 → H=120MM

موارد کاربرد:

- 1- به صورت تک می توان برای تیر بکاربرد .
- 2- همچنین به صورت دابل یا تک برای باربندها کاربرد دارد .

4- پروفیل سپری



5- پروفیل Z

برای لاپه ها کاربرد دارد.

آیین نامه های طراحی

آیین نامه فولاد آمریکا (ساختمان) **	AISC	1- آیین نامه
آیین نامه راهسازی آمریکا	AASHTO	2- آیین نامه
آیین نامه راه آهن آمریکا	AREA	3- آیین نامه
آیین نامه آلمان و پایداری الاستیک فولاد	DIN413	4- آیین نامه
آیین نامه انگلیس و ساختمانهای فولادی	BS449	5- آیین نامه
آیین نامه پلسازی انگلیس	BS153	6- آیین نامه
آیین نامه فرانسه و ساختمان فولادی	Cm66	7- آیین نامه
آیین نامه ساختمانهای فولاد آلمان	DIN 1050	8- آیین نامه

روشهای مختلف طراحی سازه های فولادی

1- روش تنش مجاز ASD (Allowable Stress Design)

2- روش طرح پلاستیک PSD (Plastic Design)

3- روش ضریب بار و مقاومت LRFD (Load and Resistances Factor Design)

تفاوت این روشها در اعمال ضریب اطمینان است

$$Strength \geq load \quad \gamma = \text{ضریب افزایش بار}$$

$$S \geq L \Rightarrow S \geq \gamma L$$

باری که در ضریب ضرب شده = بار ضریب شده - بار فاکتور شده - بار نهایی ϕ = کاهش مقاومت کوچکتر از 1 $\phi S \geq \gamma L$

1- در روش تنش مجاز

$$\frac{\phi}{\gamma} S \geq L \rightarrow \text{Factor OF Safety} = FS < 1$$

ضریب اطمینان

بار خدمت = بار سرویس

2- در روش طرح پلاستیک

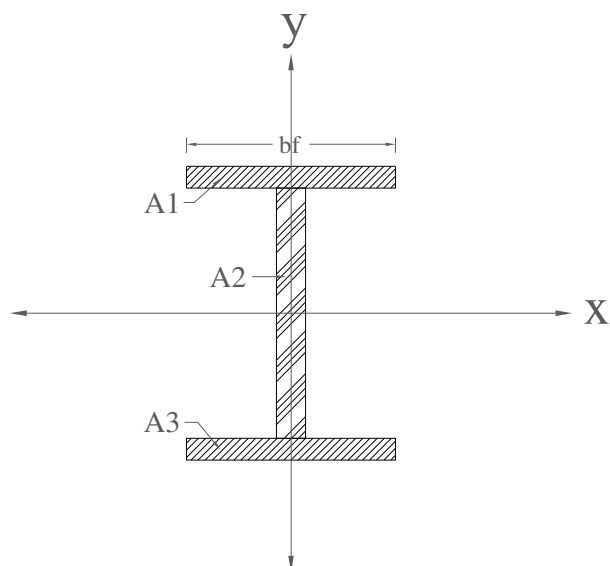
$$S \geq \frac{\gamma}{\phi} L$$

3- در روش ضریب بار و مقاومت

$$\phi S \geq \sum \gamma_i l_i$$

0.9 1.4D, 1.7L

مشخصات هندسی مقاطع:



$$A = 2b_f \cdot t_f + t_w(d - 2t_f)$$

$$I_x = 2(b_f t_f) \left(\frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} t_w (d - 2t_f)^3$$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} t_f \times b_f^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

1- سطح مقطع

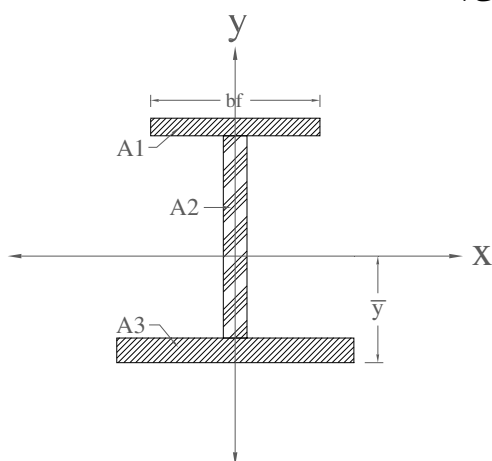
2- مرکز هندسی

3- ممان اینرسی

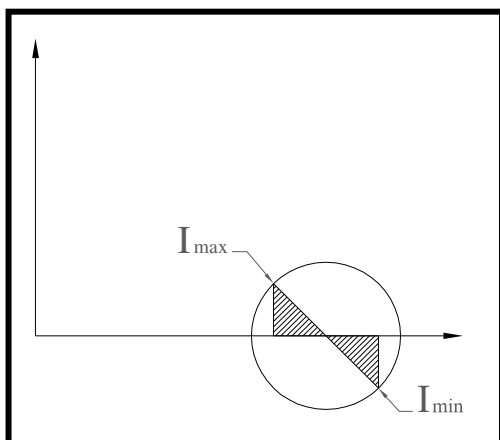
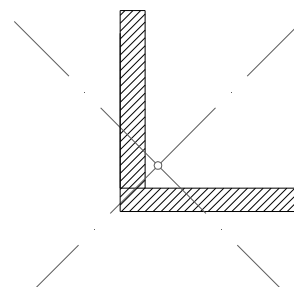
4- شعاع ژیراسیون

5- محورها اصلی

برای مقاطعی که تقارن هندسی ندارند، محور تقارن محورها اصلی نیست.



$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

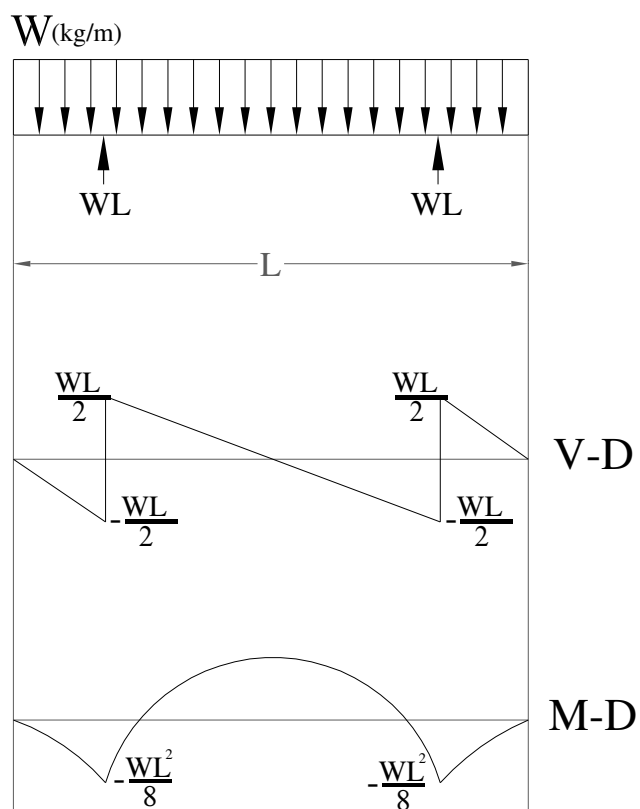
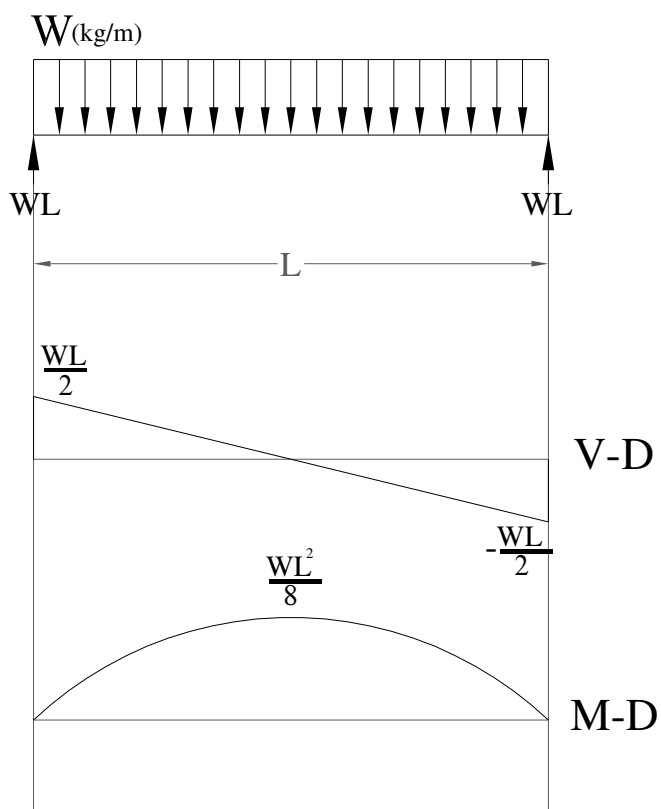


$$X \begin{vmatrix} I_x \\ -I_{xy} \end{vmatrix}$$

$$Y \begin{vmatrix} I_y \\ I_{xy} \end{vmatrix}$$

$$O \begin{vmatrix} I_x + I_y \\ 2 \\ 0 \end{vmatrix}$$

قبل از طراحی باید نیروی داخلی اعضاء را پیدا کنیم ← از روی آنالیز بدست می آید. (آنالیز تیر ها) ←
رسم منحنی لنگر خمشی و برشی (تیرهای معین, خرپاهای معین و آنالیز قابهای معین).



آیین نامه طراحی سازه فولادی آمریکا AISC

طراحی به روش تنشهای مجاز ASD

$$\text{تنش مجاز} < \text{تنش موجود}$$



عضو کششی: عضوی است که تحت اثر نیروی محوری کششی قرار گرفته باشد و با توجه به مقاومت مصالح تنش

ایجاد شده در این قطعات از تقسیم نیروی کششی بر سطح مقطع عضو مربوطه پیدا می شود.



T: نیروی کششی

تنش کششی مجاز $f_t = \frac{T}{A} \leq F_t$ تنش موجود کششی

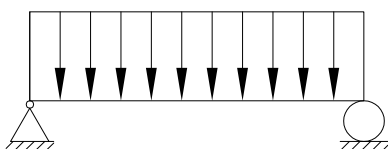
A: سطح مقطع

عضو فشاری: عضوی است که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارد.

تنش فشاری مجاز $f_a = P/A < F_a$ تنش فشاری موجود



عضو خمشی: عضوی است که تحت تأثیر لنگر ناشی از بارهای وارد می باشد.

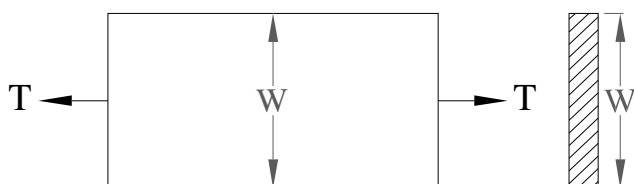


تنش خمشی مجاز $f_b = \frac{M}{S} \leq F_b$

طراحی عضو کششی

در یک عضو کششی با یک سوراخ، با افزایش نیروی کششی پس از اینکه جسم به مد جاری شدن رسید پس از آن F_y ثابت می ماند و با افزایش بیشتر نیروی کششی تارهای مجاور جاری می شوند تا در حالت نهایی توزیع تنش در مقطع به صورت یکنواخت در می آید .

1- اعضاء فاقد سوراخ : تنش به طور یکنواخت اثر می کند .



2- اعضاء دارای سوراخ :

توزیع تنش در اطراف سوراخ یکنواخت نیست (تمرکز تنش) بلکه در اطراف سوراخ مقدار متوسط این مقدار ماکزیمم است. در اطراف بیشترین تنش را داریم و هر چه که از سوراخ دورتر شویم تنش کمتر می شود .

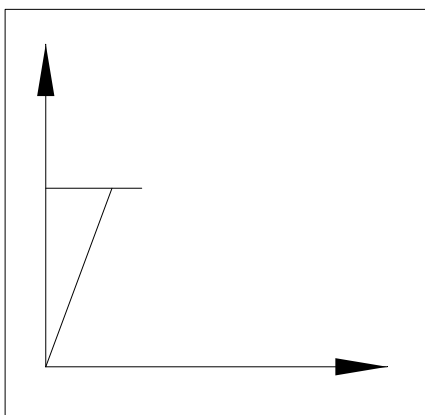
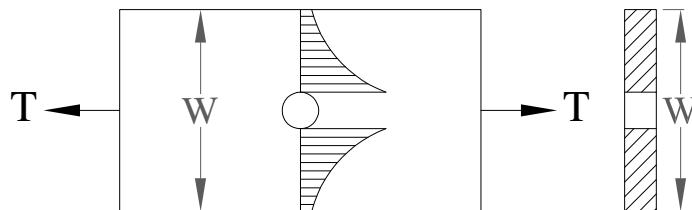
$$f_{\max} = 3 f_{av}$$

$$A_n = (W - D)t$$

$$A = W \cdot t \text{ مساحت ورق}$$

$$f_t = \frac{T}{A_g} \text{ تنش کششی}$$

$$f_t = \frac{T}{A_n}$$

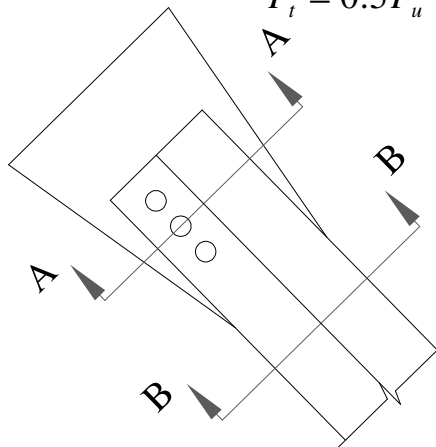


مقدار نیروی کششی مجازی را که می توان به یک قطعه کششی وارد نمود مطابق آیین نامه حداقل مقادیر بدست آمده از دو رابطه زیر است:

$$T = \min \begin{cases} T_1 = 0.6 F_y A_g & \text{قسمت بدون سوراخ} \\ T_2 = 0.5 F_u A_e & \text{قسمت سوراخدار} \end{cases}$$

بدون سوراخ $F_t = 0.6 F_y$ $\rightarrow$ فولاد نرمه $\Rightarrow \begin{cases} F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

سوراخدار $F_t = 0.5 F_u$



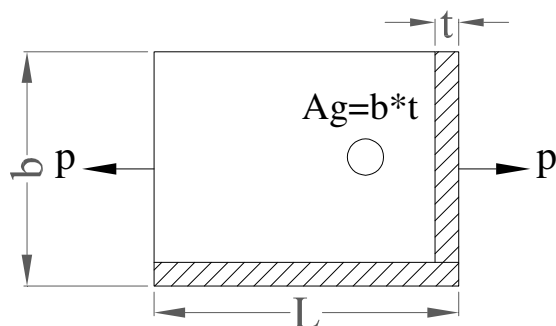
$$SecA - A \rightarrow f_t = \frac{T}{A_g} \leq 0.6 F_y$$

$$SecB - B \rightarrow f_t = \frac{T}{A_e} \leq 0.5 F_u$$

$$A_e = C_t \times A_n$$

$$C_t \leq 1$$

• سطح مقطع را سطح مقطع کششی گوییم که بر امتداد نیرو عمود باشد .



سطح مقطع غیر خالص $A_g = b \times t$

سطح مقطع خالص $A_n = (b - D)t$

توجه: سطح مقطع غیر خالص به زائده یا سوراخ ربطی ندارد ولی سطح مقطع خالص در بحرانیترین یا ضعیفترین مقطع مورد بررسی قرار می گیرد .

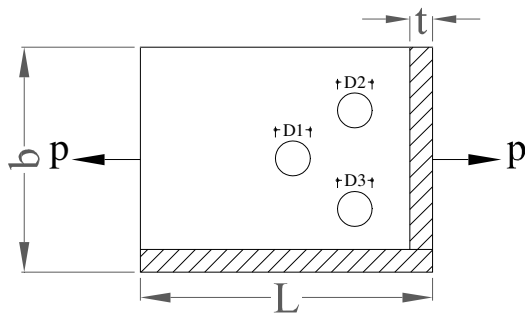
توضیح: هرگاه تعداد سوراخهای موجود عمود بر امتداد نیرو n تا با قطرهای نامساوی باشد در اینصورت

$$A_n = (b - \sum D) t \quad \text{. سطح مقطع خالص آن بصورت زیر مناسبه می شود .}$$

t = عرض ورق

مثال 1

سطح مقطع خالص و غیر خالص را با فرض زیر برای شکل داده شده پیدا کنید.



$$D_3 > D_1 + D_2$$

$$A_g = b.t$$

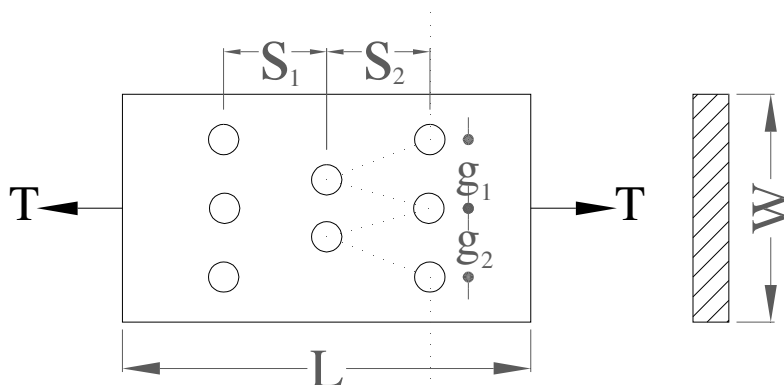
$$A_n = (b - D_3) t \quad \text{: بعلت بحرانی تر بودن } D_3$$

توجه: فضا برش متماً یا قائم است یا مایل و حالت افقی نداریم .

سطح مقطع خالص یک قطعه کششی با سوراخهای نامنظم

اگر هر سوراخ در مرکز سوراخ قبلی نباشد سوراخ مایل نام دارد و با قبلی نمی سنجمیم همه سوراخها باید

در یک امتداد باشد لذا در اینصورت :



1- هر سوراخ قائم معادل یک سوراخ به مساب می آید.

2- هر سوراخ مایل (نسبت به سوراخ بلافاصله قبل از آن) معادل یک $\frac{S^2}{4g}$ اضافه می شود.

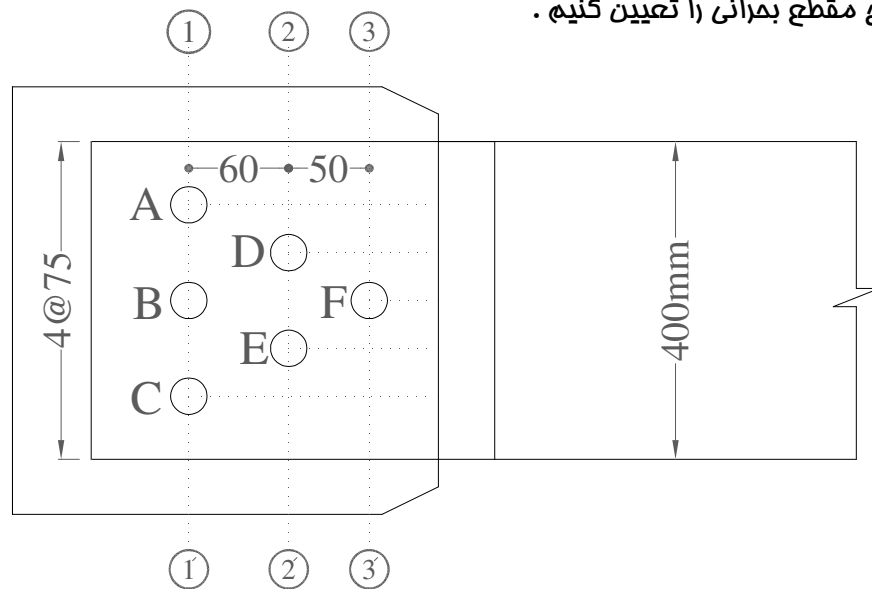
$$A_n = \left[W - nD + \sum_{i=1}^n \frac{S_i^2}{4g_i} \right] t$$

2

مثال

در اتصال کششی شکل زیر تمام سوراخها 26 میلی متر و ضخامت عضو کششی 20 میلی متر است. می خواهیم

سطح مقطع بمرانی را تعیین کنیم.



1- برای خط زنجیره ای 1-ABC-1':

$$b_n = 400 - 3 \times 26 + 0 = 322mm$$

امتیازی به کنترل مسیرهای زنجیره ای 1-ADE-2' و یا (1'-DEC-2) و یا 1-ADF-3' و یا (1'-FEC-3)

نمی باشد . زیرا به ازاء تعداد قطر سوراخ کسر شونده برابر حالت (1) دارای جملات اضافه شونده $\frac{S^2}{4g}$ در رابطه مقطع

خالص می باشد .

$$b_n = 400 - 4 \times 26 + 2 \left[\frac{60^2}{4 \times 75} \right] = 320mm$$

2- برای خط زنجیره 1' - ABEC

$$b_n = 400 - 5 \times 26 + 2 \left[\frac{60^2}{4 \times 75} \right] + 2 \left[\frac{50^2}{4 \times 75} \right] = 310.67mm$$

3- برای خط زنجیره 1' - ADBEC

$$b_n = 400 - 5 \times 26 + 4 \left[\frac{60^2}{4 \times 75} \right] = 318mm$$

4- برای مسیر زنجیره 1' - ADFEC

سطح مقطع خالص برای پروفیل‌های کششی

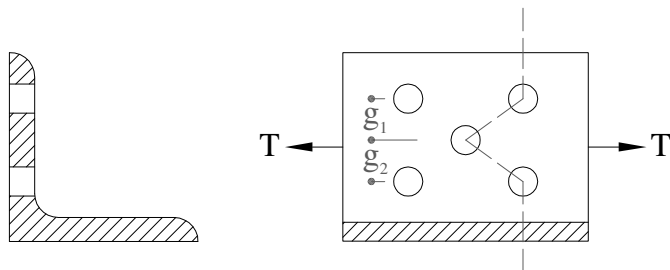
الف - نبشی سوراخدار

1- سوراخها روی یک ساق باشد:

همان رابطه تسمه ها برقرار است با این تفاوت که سطح مقطع غیر خالص را از سطح مقطع نبشی که در جداول

پروفیلها است اختیار می کنیم و مناسبه ترم 2 و 3 فرمول قبل ، فقط برای ساقی از نبشی است که روی آن سوراخ

موجود است .



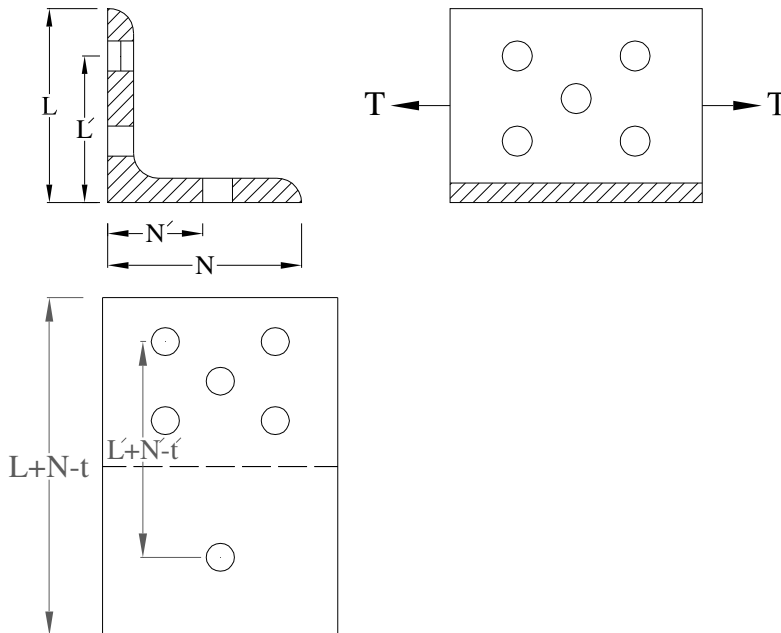
$$A_n = A_g - nDt + \sum_{i=1}^n \frac{Si^2}{4gi} t$$

ضخامت ساق سوراخدار = t

A_g = سطح مقطع غیر خالص از جدول

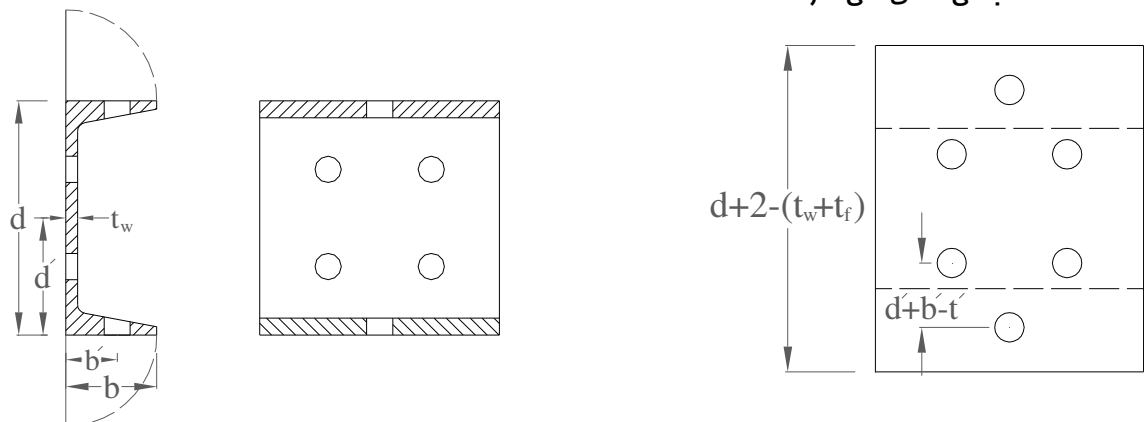
2- زمانیکه سوراخها روی دو ساق باشد:

بطور فرض یکی از ساقها نبش را دوران داده و نبشی را به یک صفحه تبدیل می کنیم و سپس مطابق تسمه عمل می شود .



ب) پروفیل ناودانی

مانند حالت نبشی عمل می شود .



ه) پروفیل I: بهترین روش برای این پروفیل آن است که سطح مقطع پروفیل را به اجزایی طبقه بندی نماییم و بطور

مداگانه سطح مقطع فاصل را برای هر مورد پیدا کنیم در نتیجه سطح مقطع فاصل کلی، مجموع سطح مقطع فاصل

جزئی خواهد بود .

طرز تعیین سطح خالص مؤثر (A_e) برای یک عضو کششی

الف- هر گاه اتصال کششی بصورت یکپارچه و به کمک جوش انجام پذیرد در اینصورت سطح خالص مؤثر با سطح خالص و سطح ناخالص برابر است و ضریب C_t که طبق رابطه زیر سطح خالص مؤثر را به سطح خالص ربط می دهد برابر واحد است :

$$\text{سطح خالص} \quad A_e = C_t \cdot A_n \quad \text{سطح خالص مؤثر}$$

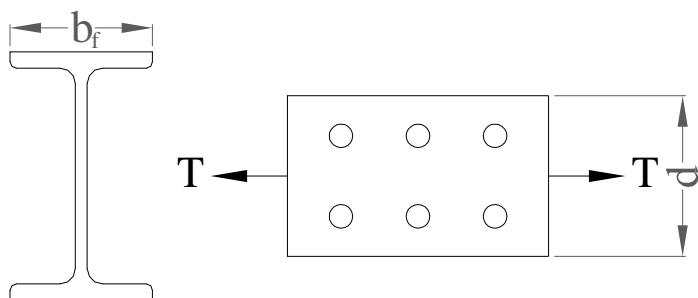
ب- قطعات کششی کوتاه نظیر وصله های اتصالی - و رقبای اتصال تیر به ستون ، سطح مقطع خالص مؤثر از رابطه زیر حاصل می شود .

$$A_e = \min \left\{ \begin{array}{l} A_n \\ 0.85A_g \end{array} \right\}$$

ج- برای پروفیل های I شکل که فقط نسبت عرض بال به عمق جان از عدد $\frac{2}{3}$ بیشتر $(b_f \geq 0.67h)$ و اتصال از

طریق بالها صورت گیرد و حداقل در هر فضا اتصال 3 پیچ یا پرچ موجود می باشد در اینصورت سطح مقطع خالص مؤثر

0.9 سطح خالص طبیعی قطعه در نظر گرفته می شود : $(C_t = 0.9)$



$$\frac{b_f}{d} \geq \frac{2}{3}$$

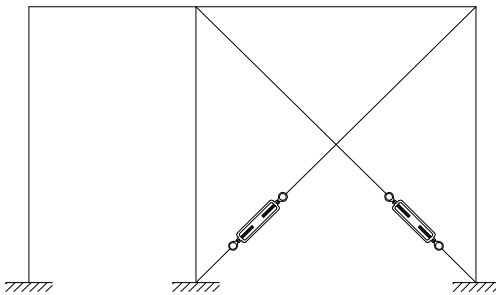
(د) نبشی با بالهای مساوی یا نامساوی در حالت تک یا دابل که از طریق یک بال متصل شده است $0.85A_n$

(ه) برای پروفیل های I شکل که فاقد شرط $\frac{b_f}{d} \leq \frac{2}{3}$ باشد . در اینصورت سطح خالص مؤثر 85% سطح خالص است

و) برای کلیه پروفیل‌های کششی که حداقل در هر خط اتصال 2 پیچ یا پرچ موجود باشد سطح خالص مؤثر 0.75 سطح خالص طبیعی است .

حالاتی خاص در مورد تعیین نیروی کششی مجاز :

1- تنش مجاز کششی در مقاطع گردکششی ((میله‌گردها)) کاربرد در بادبندی سوله ها (



$$F_t = 0.33F_u \Rightarrow T = 0.33F_u A_g$$

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

2- تنش مجاز کششی برای قطعات کششی که دارای سوراخ‌های مفصلی می باشد (اتصالات لولایی و خار مغزی)

تذکره: آیین نامه جهت کنترل مسئله لرزه و ارتعاش و تغییرفرم بیش از اندازه طول قطعات کششی را به

کمک روابط زیر محدود می سازد :

$$\text{عضو اصلی} \quad \left(\frac{L}{r}\right)_{\max} \leq 240 \quad \text{ضریب لاغری}$$

$$\text{عضو فرعی} \quad \left(\frac{L}{r}\right)_{\max} \leq 300$$

نکته : در صورت ایجاد کشش اولیه (میله مهار) دلیل بوجود نیامدن کشش نیاز به کنترل لاغری نیست.

تذکره: در محاسبات قطر سوراخ وارد می شود نه قطر پیچ.

$$\text{سوراخ استاندارد} \left\{ \begin{array}{l} 1.6^{\text{mm}} + \text{قطر سوراخ} \\ 3.2^{\text{mm}} + \text{قطر پیچ} \end{array} \right.$$

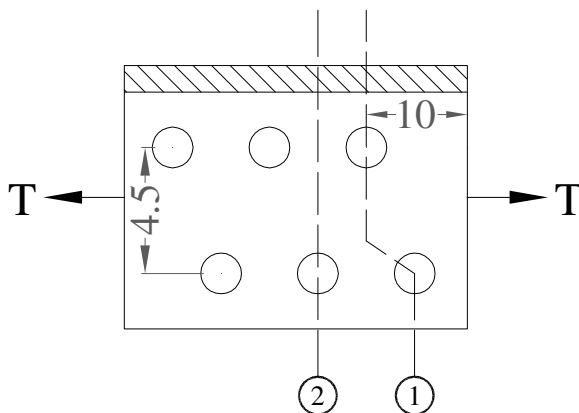
$$\text{سوراخ غیر استاندارد} \left\{ \begin{array}{l} 4.5^{\text{mm}} + \text{قطر اسمی} = \text{حداکثر قطر سوراخ} \quad 22^{\text{mm}} < \text{قطر پیچ} \\ 6.5^{\text{mm}} + \text{قطر اسمی} = \text{حداکثر قطر سوراخ} \quad 22 < \text{قطر پیچ} < 28 \\ 8^{\text{mm}} + \text{قطر اسمی} = \text{حداکثر قطر سوراخ} \quad 28^{\text{mm}} < \text{قطر پیچ} \end{array} \right.$$

$$\text{سوراخ با پانچ} \left\{ \begin{array}{l} 5^{\text{mm}} + \text{قطر پیچ} \\ 0 + \text{قطر سوراخ} \end{array} \right.$$

$$\text{سوراخ بامته} \left\{ \begin{array}{l} 0.8^{\text{mm}} + \text{قطر پیچ} \\ 0 + \text{قطر سوراخ} \end{array} \right.$$

مثال

ظرفیت باربری و (نیروی کششی) تک نبشی $L140 \times 15$ که توسط پیچهایی به قطر 20 میلیمتر (با فواصل مشخص شده در شکل) زیر هرگاه تنش تسلیم فولاد بکار رفته 2330 kg/cm^2 و تنش نهایی فولاد به کار گرفته شده 3700 kg/cm^2 باشد را محاسبه کنید.



حل :

$$A_n = A_g - n d t + \sum_{i=1}^n \frac{S_i^2}{4 g_i} \times t$$

$$20 + 3 = 2.3 \text{ cm}$$

1- بعنوان اولین قدم سطح مقطع غیر خالص این

پروفیل را از جدول استخراج می کنیم. $A_g = 40 \text{ cm}^2$

2- تعیین سطح مقطع خالص عضو کششی

$$A_n = \min \{ A_{n_{1-1}}, A_{n_{2-2}} \}$$

$$A_{n_{1-1}} = 40 - 1 \times 2.3 \times 1.5 = 36.55 \text{ cm}^2$$

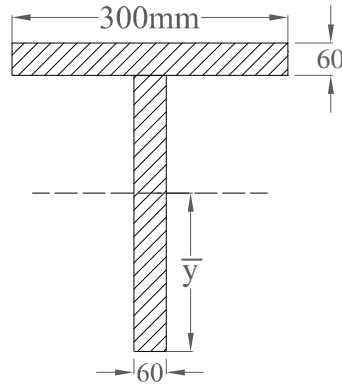
$$A_{n_{2-2}} = 40 - 2 \times 2.3 \times 1.5 + \frac{10^2}{4 \times 4.5} \times 1.5 = 41.43 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 36.55 \text{ cm}^2$$

تعیین سطح مقطع خالص مؤثر

$$T = \min \begin{cases} 0.6 F_y A_g = 0.6 \times 2330 \times 40 = 55920 \text{ kg} & \text{control} \\ 0.5 F_u A_e = 0.5 \times 3700 \times 31.07 = 57479.50 \text{ kg} \end{cases} \quad \begin{aligned} A_e &= c_t \times A_n \\ &= 0.85 \times 36.55 = 31.07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

مداکثر طول مجاز یک قطعه کششی که فرعی می باشد و مقطع آن در شکل نمایش داده شده است چقدر است ؟



$$\bar{y} = \frac{\sum yA}{\sum A} = \frac{300 \times 60 \times 150 + 300 \times 60 \times 330}{300 \times 60 + 300 \times 60} = 240mm$$

$$I_{max} = I_x = \frac{60 \times 300^3}{12} + 300 \times 60 \times 90^2 + \frac{300 \times 60^3}{12} + 300 \times 60 \times 90^2 = 432 \times 10^6 mm^4$$

حل : چون قطعه فرعی است محدودیت زیر را قائل می شویم :

$$r_{xx} = \sqrt{\frac{432 \times 10^6}{300 \times 60 \times 2}} = 109.5mm$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{140.4 \times 10^6}{300 \times 60 \times 2}} = 62.5mm$$

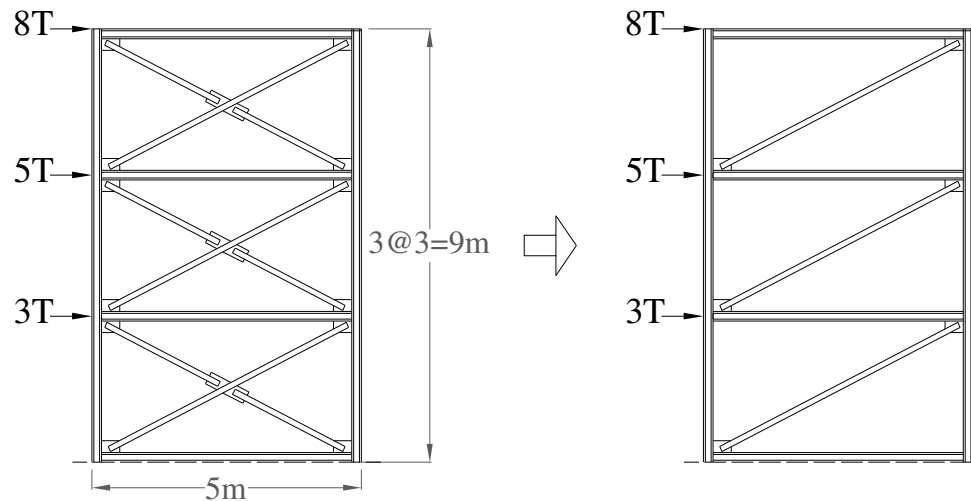
$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{L}{r}\right) \leq 300 \Rightarrow L = r \times 300 \\ L \leq 300r_{min}, r = \sqrt{\frac{I}{A}} \end{array} \right.$$

مداکثر طول قطعه کششی

$$I_y = 60 \times \frac{300^3}{12} + 300 \times 60 \times 90^2 = 140.4 \times 10^6$$

$$r_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} r_{yy} = 62.5mm \quad * control \\ r_{xx} = 109.5mm \end{array} \right.$$

مطلوبست طراحی بادبندهای یک ساختمان.



1- اتصال باد بندها به تیرها و ستونها به صورت مفصلی می باشد. (نیروی داخلی بادبندها فقط نیروی مموری،

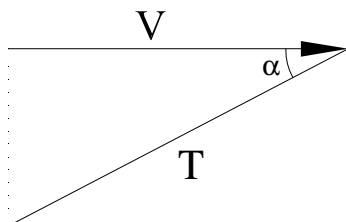
کششی یا فشاری است.)

2- تمام نیروهای جانبی را اعضای کششی تحمل می نمایند و اعضای فشاری وجود ندارند

3- هر بادبند باید بتواند کل برش طبقه مورد نظر را تحمل نماید .

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3}{5}\right) = 31^\circ, \cos \alpha = 0.86, v = 8 \text{ ton}$$

$$T \cos \alpha = v \Rightarrow T = \frac{v}{\cos \alpha}$$



بادبند 1

$$T_1 = \frac{8}{0.86} = 9.3 \text{ ton}$$

$$v = v_1 + v_2 = 8 + 5 = 13 \text{ ton}$$

$$T_2 = \frac{13}{0.86} = 15.10 \text{ ton}$$

$$v = 8 + 5 + 3 = 16 \text{ ton}$$

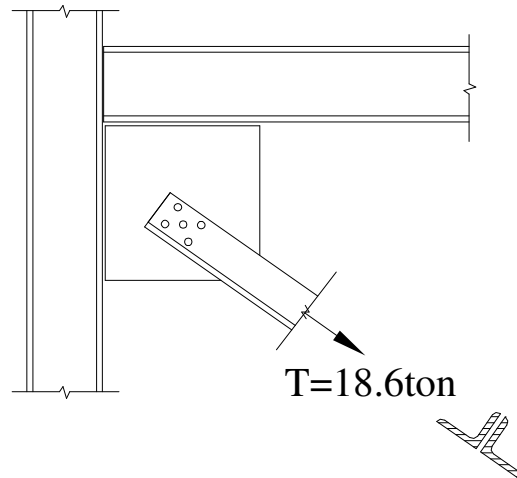
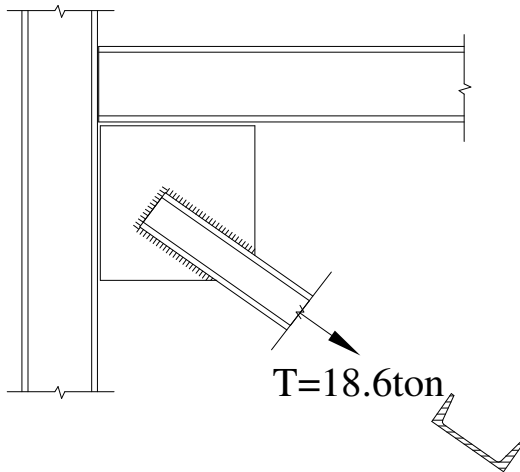
$$T_3 = \frac{16}{0.88} = 18.6 \text{ ton}$$

بادبند 2

نکته: طبق ضوابط آیین نامه برای بارگذاری فوق العاده می توان تنش های مجاز را به میزان 33٪ افزایش داد.

طراحی عضو : { 1- اتصال بادبند به پلایت از جوش ← از پروفیل تک ← A_g

{ 2- اتصال بادبند به پلایت با پیچ ← از نبشی دابل



$$T = 18.6 \text{ ton}, \quad L = \sqrt{25 + 9} = 5.83 \text{ m}$$

الف- طراحی برای حالت (1)

$$A_g = \frac{T}{0.6 F_y} = \frac{18.6 \times 10^3}{0.6 \times 2400} = 12.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Try UNP100} \quad A = 13.5 \text{ cm}^2, r_y = 1.47 \text{ cm}$$

کنترل کمانش

$$\frac{L}{r_y} = \frac{583 \text{ cm}}{1.47} = 396 > 300 \quad N.G$$

سطح مقطع جواب می دهد ولی لاغری جواب نمی دهد. باید پروفیلی پیدا کنیم که $r_y = 1.94$ باشد تا لاغری جواب

دهد.

$$\frac{L}{r_{\min}} = 300 \Rightarrow r_{\min} = \frac{583 \text{ cm}}{300} = 1.94 \text{ cm}$$

$$L = 583 \text{ cm}$$

Use UNP 180($r_y = 2.02cm$) O.K



با توجه به جدول اشتایل

ب- طراحی برای حالت (2)

$$\frac{T}{2} = \frac{18.6}{2} = 9.3Ton \quad \text{نیروی تک پروفیل}$$

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{9300}{0.6 \times 2400} = 6.46cm^2 \quad *$$

$$A_e = \frac{T}{0.5F_u} = \frac{9300}{0.9 \times 3700} = 5.03cm^2$$

$$A_e = 0.75A_n \Rightarrow A_n = \frac{A_e}{0.75} = \frac{5.03}{0.75} = 6.71cm^2 \quad *$$

$$A_g \geq 6.46cm^2$$

$$A_n \geq 6.7cm^2 \quad * \quad \Rightarrow A_n = A_g - nDt$$

مسامتهای مورد نیاز

$$1.6 + 0.3 = 1.9 \quad 2 < n < 3 \quad n \approx 2.5$$

= قطر سوراخ به خاطر سوراخ کردن با پرچ < قطر پرچ

$$\text{مورد} \quad A_g = A_n + 4.754 \Rightarrow A_g = 6.71 + 4.75 \times t \quad \text{ضخامت نبشی}$$

$$A_n = A_g - 2.5 \times 1.9t$$

نیاز

t	0.8	0.9	1
Ag	11.99	11.46	10.51



$$\text{L } 70 \times 70 \times 9 (A = 11.9cm^2 > 6.46cm^2) \quad O.K$$

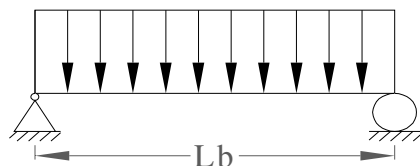
مقدمه:

اعضایی را فمشی گویند که نیروهای خارجی وارد به آن عمود بر محور طولی تیر باشد. اعضای فمشی (تیرها)

به دو دسته تقسیم می شوند.

1- دارای مهار جانبی بال فشاری : با اتکاء جانبی

2- بدون اتکاء جانبی

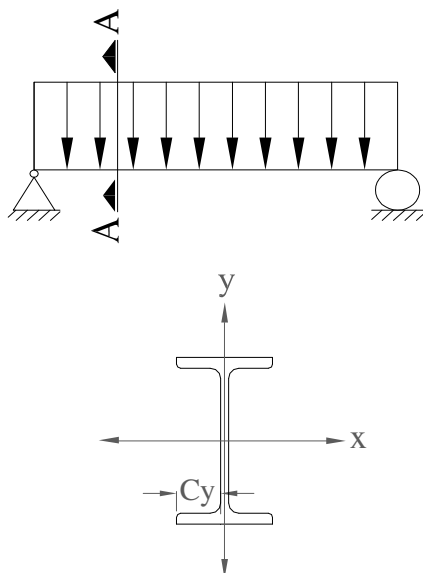


معیارهای طراحی اعضای فمشی

1- تنش فمشی 2- تنش برشی 3- تغییر شکلها 4- لهدگی بین بال و جان

5- تنش برشی ناشی از پیچش 6- کمانش جانبی بال تحت فشار

1- معیار تنش فمشی



الف- تنش فمشی موجود

$$f_b = \sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{s}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{s_{xx}} \leq F_{bx}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{s_{yy}} \leq F_{by}$$

$$s_{xx} = \frac{I_{xx}}{c_x}, \quad s_{yy} = \frac{I_{yy}}{c_y}$$

ب- تنش فمشی مجاز

توسط آیین نامه داده می شود که آیین نامه فمش مول محور قوی را با محور ضعیف جداگانه بررسی می کند.

$$f_b \leq F_b \quad 1 - \text{مول ممور قوی}$$

دسته اول : مقاطع فشرده

تنش فمش مجاز که آیین نامه پیشنهاد می کند . 66 درصد F_y است $0.66F_y$

شرایط مقطع فشرده :

- 1- بالهای عضو فمشی به جان پیوسته باشد .
- 2- جنس کل مقطع فشاری یکسان و بارگذاری در جهت ممور ضعیف است.
- 3- بالهای عضو فمش غیر نازک باشد و بدین منظور روابط زیر کنترل گردد.

الف- جزء تقویت نشده:

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

ب- جزء تقویت شده :

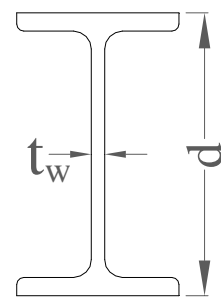
$$\frac{b_f}{t_f} < \frac{1593}{\sqrt{F_y}}$$

- به ورقهایی که از دو طرف تکیه گاه دارند ورق سفت شده گویند .
 - به ورقهایی که از دو طرف تکیه گاه ندارند ورق سفت نشده گویند .
- 1- جان اعضای فمشی نیز بایستی غیر نازک باشد لذا کنترل رابطه زیر لازم است .

$$\frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{5366}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y})$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{5366}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{f_a}{F_y} > 0.16 \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{2155}{\sqrt{F_y}}$$



* فواصل اتکاء جانبی اعضای خمشی و یا طول غیر مهاری اعضای خمشی بایستی که در روابط زیر صدق نماید.

(مقاطع I و ناودانی تک) :

$$L_b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} \\ 1406000 \\ \frac{1406000}{(d/A_y)F_y} \end{array} \right.$$

مبنای تشفیص تیر با اتکاء جانبی وبدون اتکاء جانبی:

برای مقاطع قوطی شکل

$$(t_w \leq 2t_f) \left(\frac{d}{b} \leq 6 \right)$$

M_1 لنگر کوچک و M_2 لنگر بزرگ

$$L_b = \min \left[10^3 (137 + 84 \frac{M_1}{M_2}) \frac{b}{F_y} \& 84 \frac{b}{F_y} \right]$$

مقاطع هستند که تنها شرط غیر نازکی بالها برای آنها صادق نباشد .

برای نیمرفهای I و ناودانی

$$\left\{ \frac{545}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{797}{\sqrt{F_y}} \right\} \Rightarrow F_b = F_y \left[0.79 - 0.000239 \frac{b_f}{2t_f} \times \sqrt{F_y} \right] \Rightarrow 0.6F_y < F_b \leq 0.66F_y$$

تبصره: برای کلیه مقاطع که در رده بندی صفحه قبل قرار نمی گیرند ولی مهاربندی جانبی دارند $F_b = 0.6F_y$

دسته سوم : مقاطع غیر فشرده

مقاطع هستند که تنها مداخل یکی از شرایط مقطع فشرده برای آنها صادق نباشد . البته شرایط مقاطع نیمه

فشرده بایستی برای آن برقرار باشد . $(\frac{b_f}{2t_f} < \frac{797}{\sqrt{F_y}})$ خمش مول محور قوی - مهار جانبی کافی.

$$F_b = 0.6F_y \quad \Leftarrow \quad L_b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} \\ 1406000 \\ \frac{1406000}{(d/A_f)F_y} \end{array} \right.$$

2- فمیش مول ممور ضعیف

الف- برای مقاطع توپر : مثل صفحات زیر ستون (مقاطع گردو مربع مستطیل) $F_b = 0.75F_y$

ب- برای مقاطع باز (مقاطع I)

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{545}{\sqrt{F_y}} \rightarrow F_b = 0.75F_y$$

1- مقاطع با بالهای پیوسته به جان با بالهای غیر نازک :

2- مقاطع با بالهای نیمه نازک مقاطع نیمه فشرده :

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < \frac{797}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_b = \left[1.075 - 0.000596 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] F_y$$

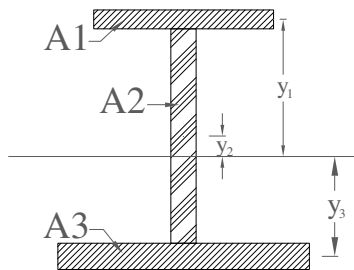
ج) مقاطع بسته که بالهای غیر نازک دارند :

$$\frac{1593}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{t_f} < \frac{1995}{\sqrt{F_y}} \rightarrow F_b = 0.6F_y$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{1593}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_b = 0.66F_y$$

د) مقاطع بسته با بالهای غیر نازک:

2- معیار برش



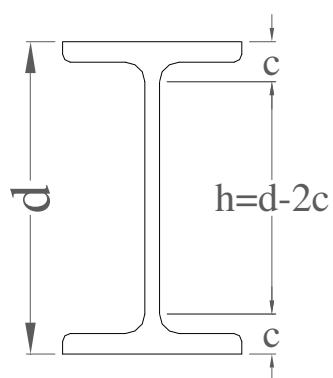
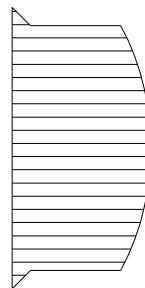
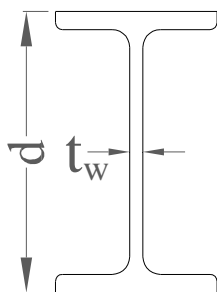
$$N.A \quad Q = A_1 \bar{y}_1 + A_2 \bar{y}_2$$

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

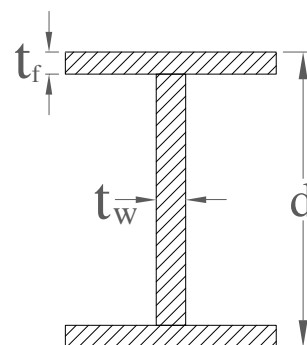
فرض بر این است که جان ، تمام نیروی برش را تحمل می کند .

در هر پروفیل برشی فقط توسط جان تحمل می گردد یعنی بالها کنار گذاشته می شود .

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w} \leq F_v$$



نورد شده: $h = d - 2c$



تیر ورق: $h = d - 2t_f$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3180}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_V = 0.4 F_y$$

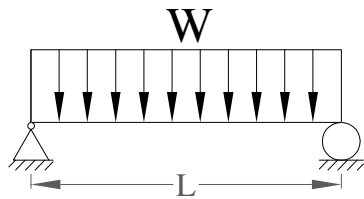
$$\frac{h}{t_w} > \frac{3180}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_V = \frac{F_y}{2.89} (cv) \leq 0.4 F_y$$

3- معیار تغییر مکان

مماسبه تغییر شکل تیرها با توجه به بارگذاری شرایط تکیه گاهی و سفتی خمشی تیرها (EI) و با توجه به روابط

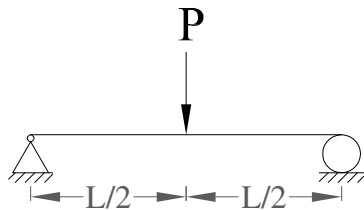
مقاومت مصالح امکان پذیر می باشد .

الف- تغییر شکل موجود تیرها :

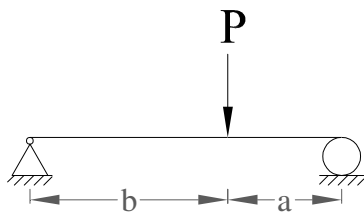


$$\Delta_{\max} \leq \Delta_{all}$$

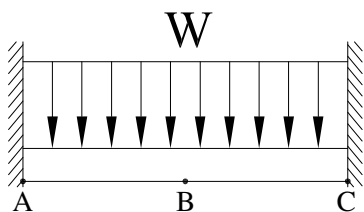
$$1) \quad M_{\max} = \frac{wL^2}{8} \quad \Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$



$$2) \quad M_{\max} = \frac{PL}{4}, \Delta_{\max} = \frac{pL^3}{48EI}$$



$$3) \quad M_{\max} = \frac{Pab}{L}, \Delta_{\max} = \frac{p^2 a^2 b^2}{3EI}$$

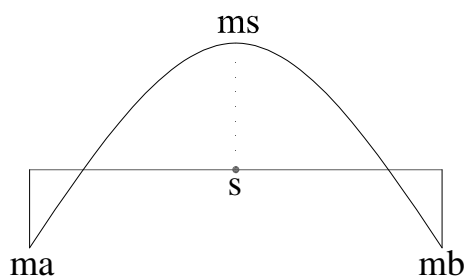


$$4) \quad \begin{cases} M_A = M_B = \frac{wL^2}{12} \\ M_c = \frac{wL^2}{24} \\ \Delta_{\max} = \Delta_{\frac{1}{2}} = \frac{wL^4}{384EI} \end{cases}$$

برای تیرهای یکسره که تحت اثر بارگذاری گسترده یکنواخت قرار دارند می توان $\Delta_{\max}$ را از رابطه تقریبی زیر بدست

آورد .

• ابتدا باید تیر را آنالیز کرده و منحنی لنگر فمش را داشته باشیم .



$$\Delta_s = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0.1(M_a + M_b)]$$

$$\Delta_{\max} \leq \Delta$$

ب- تغییر شکل مجاز تیرها :

1- آیین نامه AISC تغییر شکل مداخلت مربوط به بار زنده برای تیرهایی که سقف اندود شده ای را تحمل می کنند .

$$\Delta_{\max} \leq L / 360 \quad (L \text{ طول دهانه آزاد تیر})$$

2- مقرارت ساختمان - تغییر شکل مداخلت تحت اثر کل بارهای مرده و زنده باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد در

$$\Delta_{\max} \leq \frac{L}{240} \quad \text{صورت جواب ندادن تغییر شکل بایستی پروفیل را عوض کنیم .}$$

تبصره :

1- اگر قطعه فمش وزن ماشین آلات را تحمل کند تغییر مکان مجاز به $\frac{1}{100}$ دهانه محدود می باشد.

2- برای تیرهایی که تحت لرزه و ارتعاش قرار دارند بایستی نسبت طول به دهانه به عمق مقطع از عدد 200 کمتر

$$\frac{L}{d} \leq 200 \quad \text{باشد .}$$

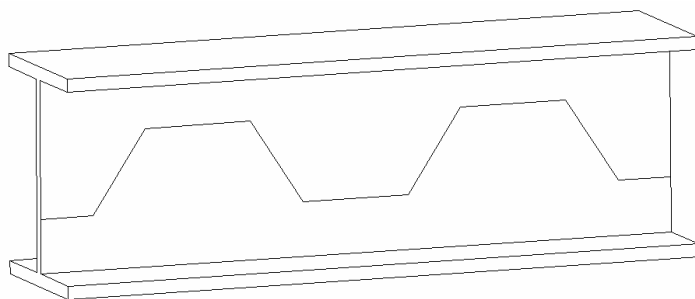
در صورت جواب ندادن تغییر شکل، افزایش ممان اینرسی تیر بهترین راه حل است. برای افزایش ممان اینرسی تیر

چند راه وجود دارد :

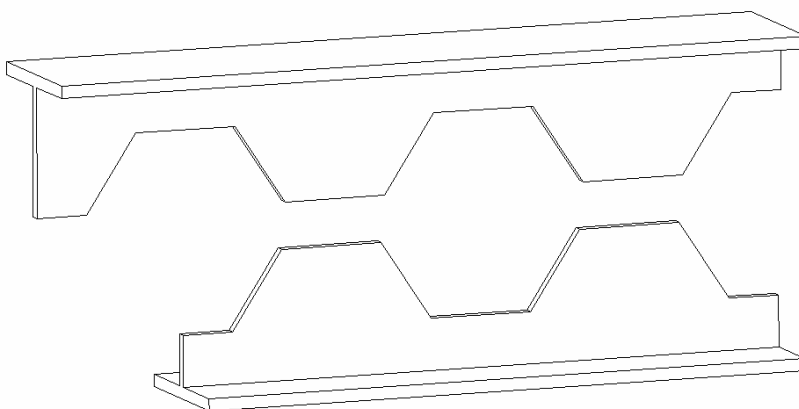
1- افزایش ارتفاع تیر

2- استفاده از تیر آهن زنبوری (1.5 برآ بر معمولی). در شکل زیر نمونه سافت تیر آهن لانه زنبوری را می بینیم.

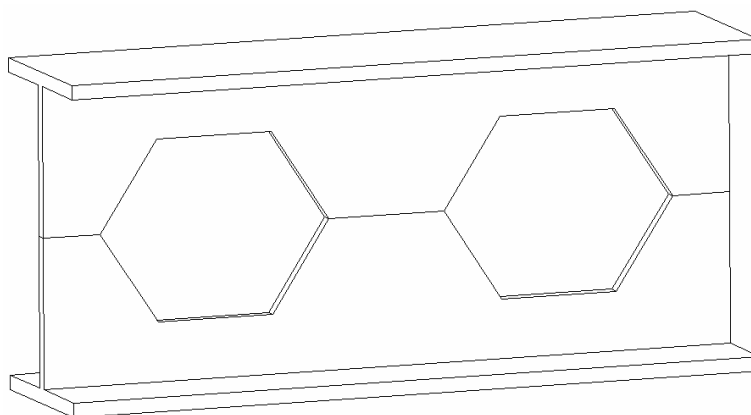
نمونه برش و سافت تیر آهن لانه (نیمه)



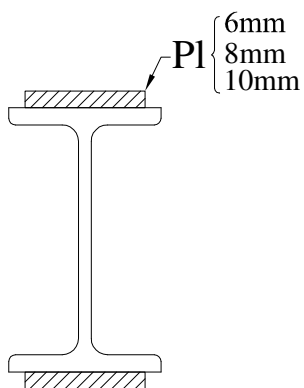
الف) برش زیگ زاگ



ب) جابجایی قطعات



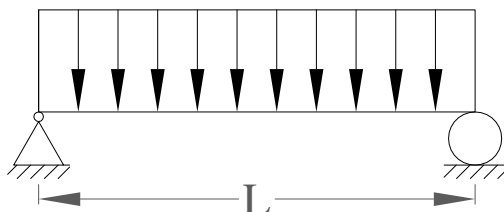
ج) جوش



3- استفاده از ورق تقویتی بال

پیدا کردن رابطه بین فیز مداخلت در ارتفاع پروفیل

به عنوان نمونه تیر دو سر ساده با بار گسترده یکنواخت زیر در نظر می گیریم:



$$\Delta_{\max} = \frac{5WL^4}{384EI} \quad (1)$$

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} \Rightarrow W = \frac{8M}{L^2} \quad (2)$$

$$f = \frac{Mc}{I} \Rightarrow M = f \frac{I}{c} \quad (3)$$

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

$$W = \frac{16fI}{dL^2} \quad (4)$$

$$(1) \& (4) \Rightarrow \Delta_{\max} = \frac{5 \times 16fL^4I}{384EIdL^2} = \frac{10fL^2}{48Ed} \& \Delta_{\max} = \frac{L}{360} \quad (6)$$

$$(5) \& (6) \Rightarrow \frac{10fL^2}{48Ed} \leq \frac{L}{360} \Rightarrow d \geq \frac{3600fL}{48E} \Rightarrow d \geq \frac{L}{28000/f}$$

ارتفاع مداخل نیمرفها مطابق ضوابط AISC

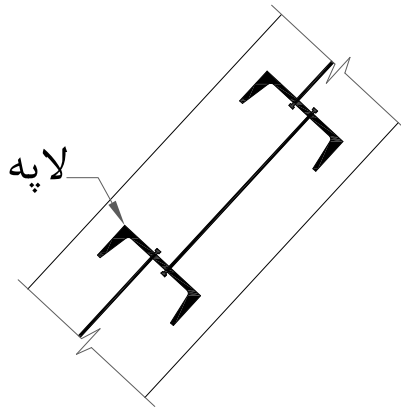
اگر ارتفاع d پروفیل از مقادیر بیان شده در زیر بیشتر انتخاب شود دیگر نیازی به کنترل Δ_{max} نمی باشد در غیر این صورت باید Δ_{max} کنترل شود.

1- برای تیرها و شاستیرها که تحت اثر ضربه و ارتعاش نمی باشد و به طور کامل تحت تنش قرار دارند:

$$d \geq \frac{L}{24} \Leftrightarrow F_y = 2400 \quad \text{که برای} \quad d \geq \frac{L}{\frac{5600}{F_y}}$$

$$d \geq \frac{L}{20} \quad \text{2- برای تیرها و شاستیرها که تحت ضربه و ارتعاش قرار دارند:}$$

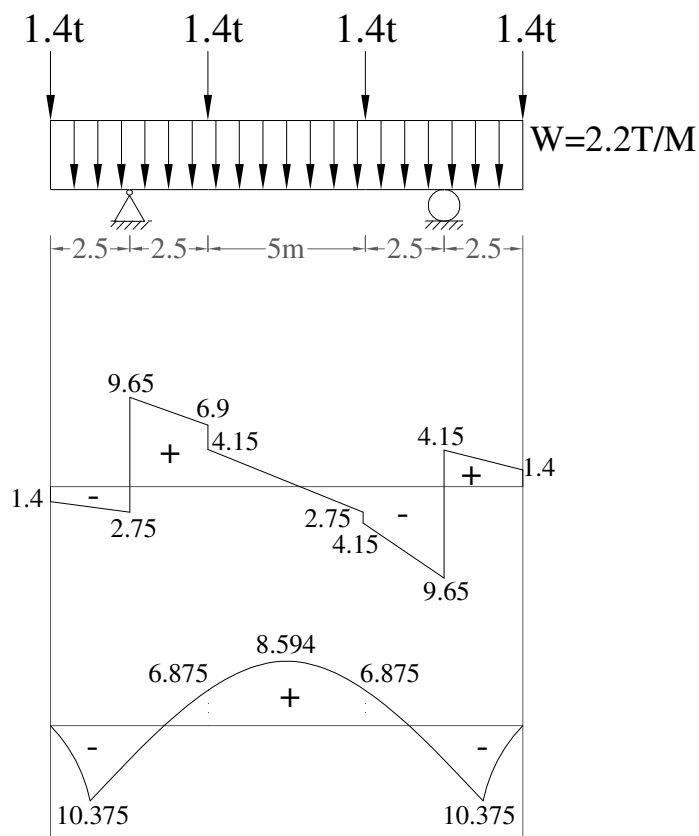
$$d > \frac{L}{7000} \quad \text{3- برای لایه های با هم که بطور کامل تحت اثر تنش قرار دارند:} \quad \text{If } F_y = 2400 \rightarrow d > \frac{L}{30}$$



$$\Delta \leq \frac{L}{200} \quad \text{آرک مگر دیپمان} \quad \leftarrow \quad \text{تغییر شکل مداخل لایه ها}$$

مثال

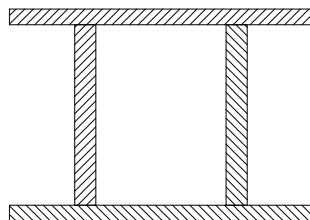
مطلوبست طراحی تیری که مطابق شکل زیر بارگذاری شده است این تیر در محل تاثیر بارهای متمرکز و نیز تکیه گاهها دارای تکیه گاه جانبی است هرگاه فولاد بکار رفته دارای تنش تسلیم 2400 کیلوگرم بر سانتیمترمربع باشد پروپیل انتخابی چه خواهد بود؟



$$A_y = B_y = \frac{[2.2 \times (5 \times 2.5) + 4 \times 1.4]}{2} = 16.55T$$

الف: معیار خمش:

فرض اول: مقطع غیر فشرده:



فرض دوم: تنش مجاز انتفابی $F_{bx} = 0.6F_y$

$$F_{bx} = 0.6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش خمشی مجاز}$$

تنش خمشی مجاز $Fb_x \leq fb_x =$ تنش خمشی موجود

$$\frac{M_{\max}}{s_x} = 1440 \Rightarrow s_x = \frac{M_{\max}}{1440} = \frac{10.375 \times 10^5}{1440} = 720.5 \text{ cm}^3$$

انتفاب اول را اکنون انجام داده و پروفیلی انتفاب می کنیم که مدول مقطع آن بیش از مدول مقطع لازم باشد.
 فرض صفحه قبل را کنترل می کنیم .

$$INP320 \Rightarrow s_x = 782 \text{ cm}^3, I_x = 12510 \text{ cm}^4, d = 32 \text{ cm}, A_f = 2.66 \text{ cm}^2, b_f = 13.1 \text{ cm}, t_w = 1.15 \text{ cm}, t_f = 1.73 \text{ cm}$$

الف: کنترل فرض غیر فشردگی

$$L_b = 250, 250 < \frac{637 \times 13.1}{\sqrt{2400}} = 170.3 \text{ N.g}$$

کنترل بند طول غیر مهار برای فشردگی

جواب نمی دهد پس مقطع غیر فشرده است.

ب: معیار برش

ج: معیار تغییر مکان:

مداکثر تغییر مکان در نقاط 3و4 و 1و2 و 6 اتفاق می افتد لذا بوسیله تیر مزدوج مساب می کنیم:

$$\left. \begin{aligned} F_v &= 0.4F_y = 960 \text{ kg/cm}^2 \\ f_v &= \frac{V_{\max}}{AW} \end{aligned} \right\} \Rightarrow f_v = \frac{V_{\max}}{AW} = \frac{9.65 \times 10^3}{32 \times 1.15} = 262.23 < 960 \text{ OK}$$

$$\delta_{\max} = 0.68 \text{ cm}$$

مربوط به قسمت انتهایی طره

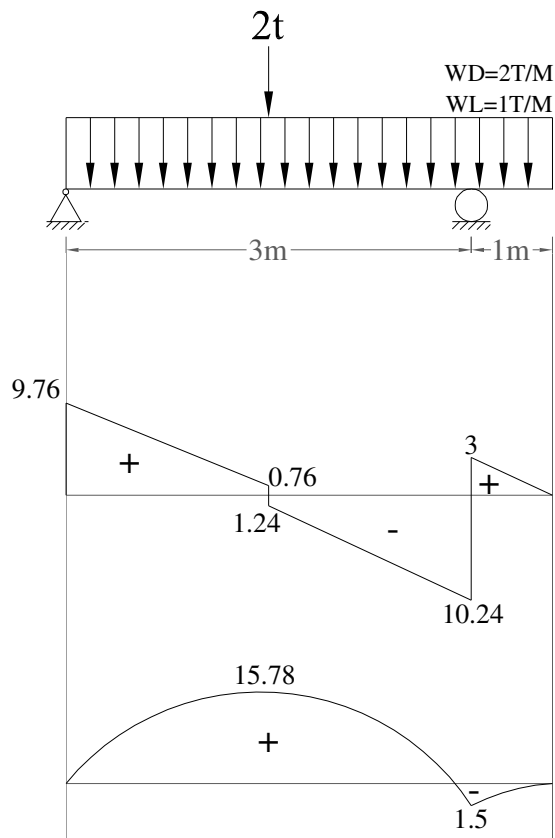
$$\delta_{\max} = 0.68 < 0.7 = \Delta \text{ مجاز}$$

مثال

2

تیر نشان داده شده در شکل زیر با استفاده از پروفیل دابل IPE را طراحی کنید؟ (فرض کنید در فواصل 1.5m دارای

مهار جانبی است. یعنی بال فشاری دارای مهار جانبی کافی است.)



***در فولاد بارهای زنده و مرده ضریب دار نمی باشد.

$$W_u = W_D + W_L = 2 + 1 = 3 \frac{T}{m}$$

$$\sum M_C = 0 \Rightarrow R_{Ay} \times 6 - 2 \times 3 - 3 \times 7 \times 2.5 = R_{Ay} = 9.76T \uparrow^+$$

$$\uparrow^+ \sum F_y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{cy} = 2 + 21 = 23 \Rightarrow R_{cy} = 13.24 \uparrow^+$$

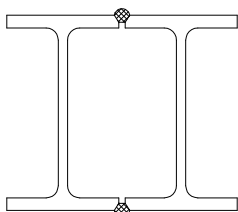
control :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -13.24 \times 6 + 2 \times 3 + 21 \times 3.5 = 0, OK$$

$$V_{\max} = 10.24T, M_{\max} = 15.78T$$

برای انتخاب برش و لنگر حداکثر مقدار از نمودارهای خمشی و برشی الزاماً قدر مطلق در نظر می گیریم.

فرض می کنیم که جوش به صورت منقطع بوده و پیوسته است:



1- معیار خمش (کنترل خمش)

فرض اول: مقطع فشرده

$$F_{bx} = 0.66 \times 2400 = 1584 \frac{kg}{cm^2} \text{ فرض دوم: تنش خمشی مجاز}$$

$$S_{req} = \frac{m}{Fb} = \frac{15.78 \times 10^5}{1584} = 996 cm^3 \Rightarrow \frac{996}{2} = 498 cm^3$$

مدول مقطع مورد

نیاز

از جدول اشتایل $use IPE 300$

$$try 2 IPE 300 (S = 2 \times 557) = 1114$$

سپس شرایط فشردگی مقطع را کنترل می کنیم:

$$d = 30, b_f = 15, t_w = 0.71, t_f = 1.07$$

الف - پیوستگی بال به جان- جوش به صورت پیوسته

$$b - \text{باید رابطه} \quad \frac{b_f}{2t_f} < \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad \text{برقرار باشد.}$$

$$\frac{15}{2 \times 1.07} < \frac{545}{\sqrt{2400}} \Rightarrow 7 < 11.12 \quad OK$$

-ع

$$\frac{d}{t_w} < \frac{5366}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{30}{0.71} < \frac{5366}{\sqrt{2400}} \Rightarrow 42.25 < 109.53 \quad OK$$

$$Lb \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = 195cm \\ \frac{140600}{(\frac{d}{A_f})F_y} = 313cm \end{array} \right. \Rightarrow 150 < 195cm \quad OK$$

طول مهار نشده:

2- معیار برش (کنترل برش)

$$V_{\max} = 10.24T, \quad f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{10240}{30 \times 0.71} = 480 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش برشی موجود}$$

$$F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2400 = 960 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش مجاز} \quad \Rightarrow \quad 480 < 960 \quad OK$$

برای جلوگیری از کمانش برشی باید رابطه زیر کنترل گردد:

$$\frac{h}{t_w} < \frac{3180}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{24.86}{0.71} < \frac{3180}{\sqrt{2400}} \Rightarrow 35 < 65 \quad OK$$

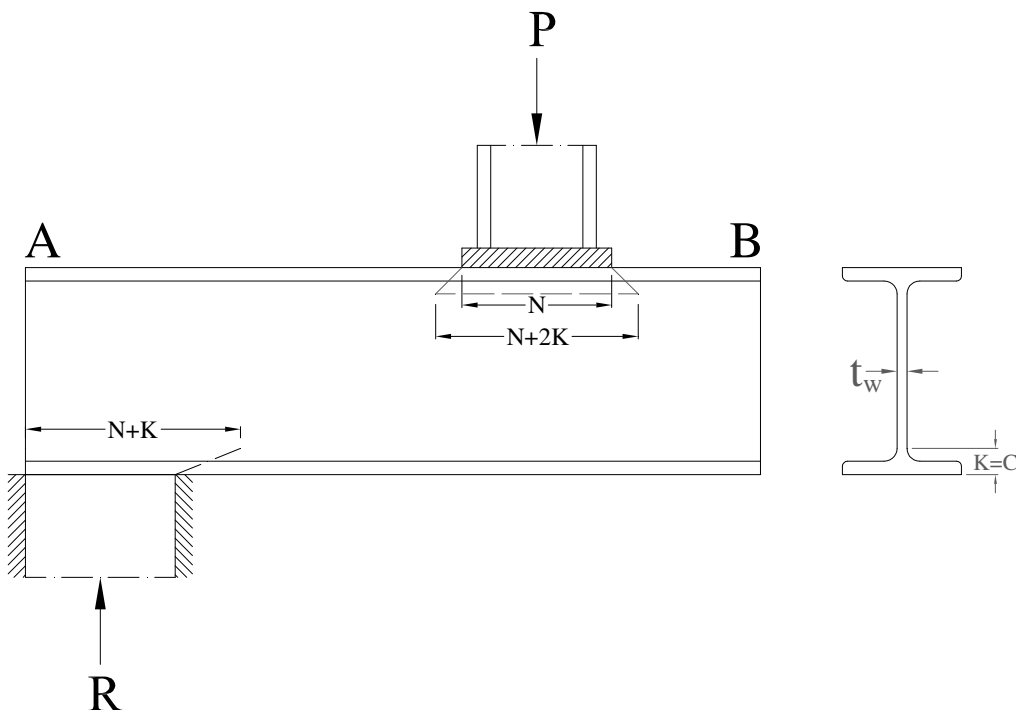
$$h = d - 2c = 30 - 2 \times 2.57 = 24.86$$

$$d \geq \frac{L}{24} \Rightarrow d \geq \frac{600}{24} \Rightarrow 30 > 25 \quad OK$$

3- معیار فیز (کنترل فیز)

کنترل لهدگی بین بال و جان

در حالتی که نیروی متمرکز بر روی تیر وارد می شود تنشهای فشاری بزرگی در جان تیر بوجود می آید که باعث جاری شدن موضعی جان می گردد به این پدیده جاری شدن موضعی جان گفته می شود. بار متمرکز باید طوری توزیع شود که باعث له شدن بال و جان نشود. توزیع نیروها بازایه 45° است.



$$fc = \frac{R}{(N + 2K)t_w} \leq 0.75 F_y \quad \text{از ** در قسمت های میانی تیر (بار متمرکز میانی)}$$

$$fc = \frac{R}{(N + K)t_w} \leq 0.75 F_y \quad \text{** در تکیه گاههای تیر و برای عکس العملهای تکیه گاهی}$$

از دو فرمول فوق برای محاسبه طول ورق تکیه گاهی استفاده می شود.

3

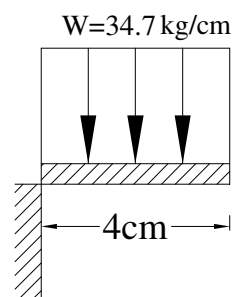
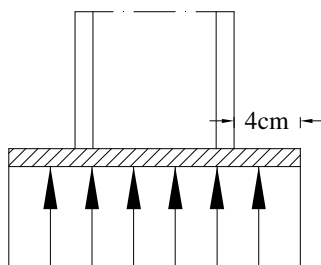
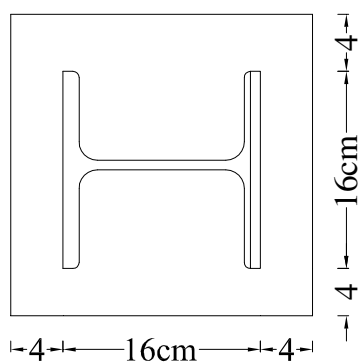
مثال

مطلوب است طرح ورق تکیه گاه میانی.
 نیروی عکس العمل ستون میانی $R=20T$
 پروفیل تیر از IPE
 ستون از IPB
 $tw = 0.86$
 $C = K = 3.45 \text{ cm}$

$$N = \frac{20 \times 10^3}{0.75 \times 2400 \times 0.86} - 2 \times 3.45 = 6.02 \text{ cm} \Rightarrow N = 6.02 \text{ cm}$$

برای اینکه لهدگی رخ ندهد حداقل طول ورق باید $N=6.02 \text{ cm}$ باشد و طول مورد استفاده $N+2K=13.27 \text{ cm}$ و

$w=24$ انتفاع می گردد:



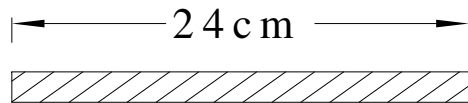
$$q = \frac{P}{A} \Rightarrow \frac{20 \times 10^3}{24 \times 24} = 34.7 \text{ Kg/cm}$$

برای اینکه w را به طول تبدیل کنیم آن را در عرض ورق ضرب می کنیم:

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{2}$$

$$M_{\max} = \frac{34.7 \times 24 \times 4^2}{2} = 6662 \text{ kg.cm}$$

فشار مول محور ضعیف (پروفیل مستطیل توپر) :



$$F_b = 0.75 F_y = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_{req} = \frac{M}{F_b} = \frac{6662}{1800} = 3.7 \text{ cm}^3 \{b = 24 \text{ cm}\}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} b t^3 \\ c &= \frac{t}{2} \end{aligned} \Rightarrow s = \frac{I}{c} \Rightarrow s = \frac{1}{6} b t^2$$

$$\Rightarrow 3.7 = \frac{I}{6} b t^2 \Rightarrow t = \sqrt{\frac{6 \times 3.7}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.7}{24}} = 0.96 \text{ cm}$$

$$tp = 0.96 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

حداقل ضخامت ورق

$$\text{use } pl \ 24 \times 24 \times 1$$

ایجاد سوراخ در تیرها

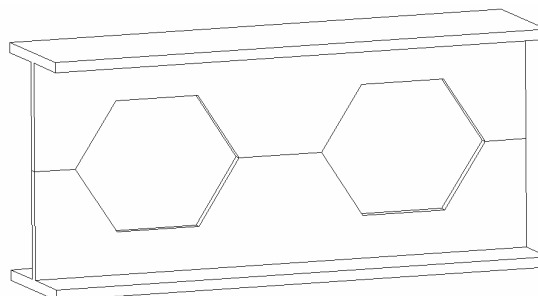
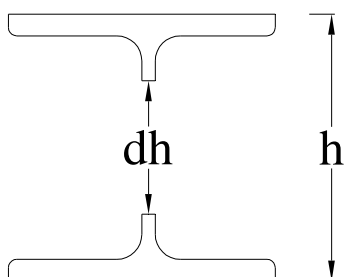
1- سوراخ در جان پروفیل : سوراخ در جان پروفیل تاثیری ندارد در صورتیکه سوراخ بزرگ باشد در محاسبه ممان

اینرسی تاثیری دهیم و اطراف سوراخ تقویت می شود.

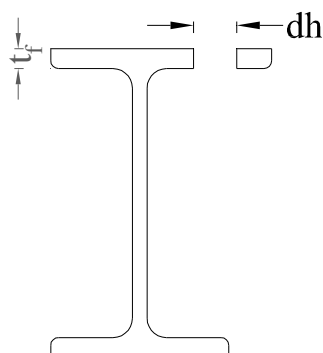
2- سوراخ در بال پروفیل : از اثر سوراخهای کوچک صرف نظر می کنیم. و برای سوراخهای بزرگ می توان اثر کم شدن

ممان اینرسی را در نظر گرفته و در صورت نیاز پروفیل را تقویت کنیم.

از لحاظ کنترل برش پروفیل متما بایستی چک گردد. (تیرهای لانه زنبوری)



*****سوراخ در بال پروفیل:** در صورتیکه سوراخ از $0.15A_f$ بزرگتر باشد فقط مازاد بر 15% از سطح مقطع کل کم می گردد . می توان از جابجایی تار فنتی صرف نظر نمود.



$$A_f = b_f \times t_f \quad \text{مساحت بال}$$

$$A_h = d t^2 \quad \text{مساحت سوراخ}$$

*****اگر** $A_h \leq 0.15A_f$ **باشد به تقویت نیاز داریم.**

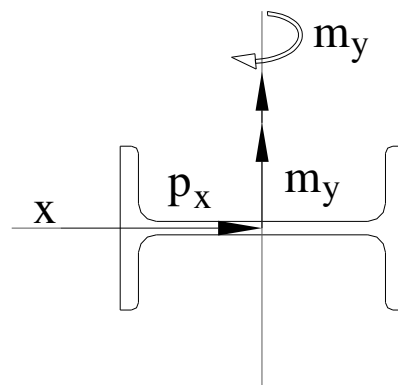
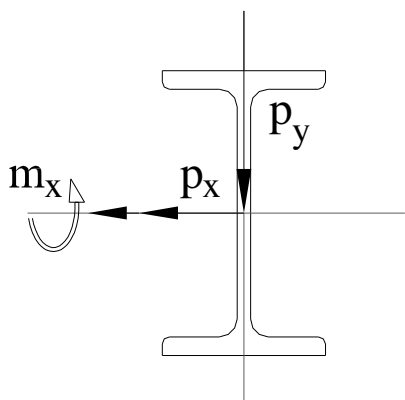
*****اگر** $A_h \geq 0.15A_f$ **باشد مازاد بر 15% تصمیع می گردد.**

خمش دو محوره

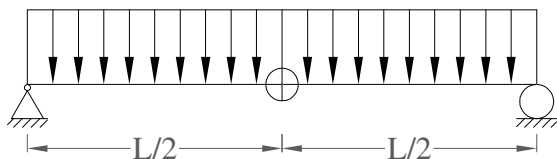
درمالات قبلی وقتی که نیروهای خارجی بر یکی از محوره‌های اصلی منطبق باشد خمش یک محوره است ولی اگر

نیروی خارجی بر یکی از محوره‌های اصلی منطبق نباشد خمش دو محوره ایجاد می شود . برای جلوگیری از ایجاد

لنگر پیچشی درمقطع بایستی امتداد نیروی خارجی از مرکز برش بگذرد .

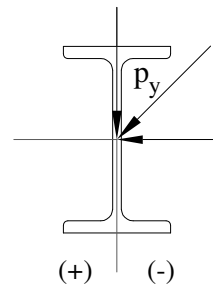


برای خمش دومتوجه :

$$f_b \leq F_b$$


$$M_x = \frac{WL^2}{8}$$

$$M_y = \frac{PL}{4}$$



$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot c_y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot c_x}{I_y}, P=0 \Rightarrow$$

$$\sigma = \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{M_y}{s_y} \Rightarrow f_b = \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{M_y}{s_y} \left\{ \begin{array}{l} f_{bx} = \frac{M_x}{s_x} \\ f_{by} = \frac{M_y}{s_y} \end{array} \right.$$

امتداد فضا تأثیر از مرکز برش بگذرد و خمش حول محورها اصلی.

$$f_b = \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{M_y}{s_y} \leq F_b \Rightarrow$$

$\downarrow$ خمشی مجاز $\downarrow$ خمشی موجود

برای آنالیز:

نوع پروفیل مشخص است یعنی (s_x) و (s_y)

برای خمش:

$$f_b = \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{M_y}{s_y} \leq F_b$$

برای برش:

$$f_v = \pm \frac{V_x \cdot Q_x}{I_x \cdot t_x} \pm \frac{V_y \cdot Q_y}{I_y \cdot t_y} \leq F_v$$

برای طراحی:

نوع پروفیل مشخص نیست :

$$s_x = \frac{1}{Fb} \left[m_x + m_y \left(\frac{s_x}{s_y} \right) \right] \quad \text{جدول پروفیل} \longrightarrow \text{در فرمول بالا} \longrightarrow \text{کنترل با}$$

تنش مجاز $\longrightarrow$ قرار داده

برای مدس : $\left(\frac{s_x}{s_y} \right)$

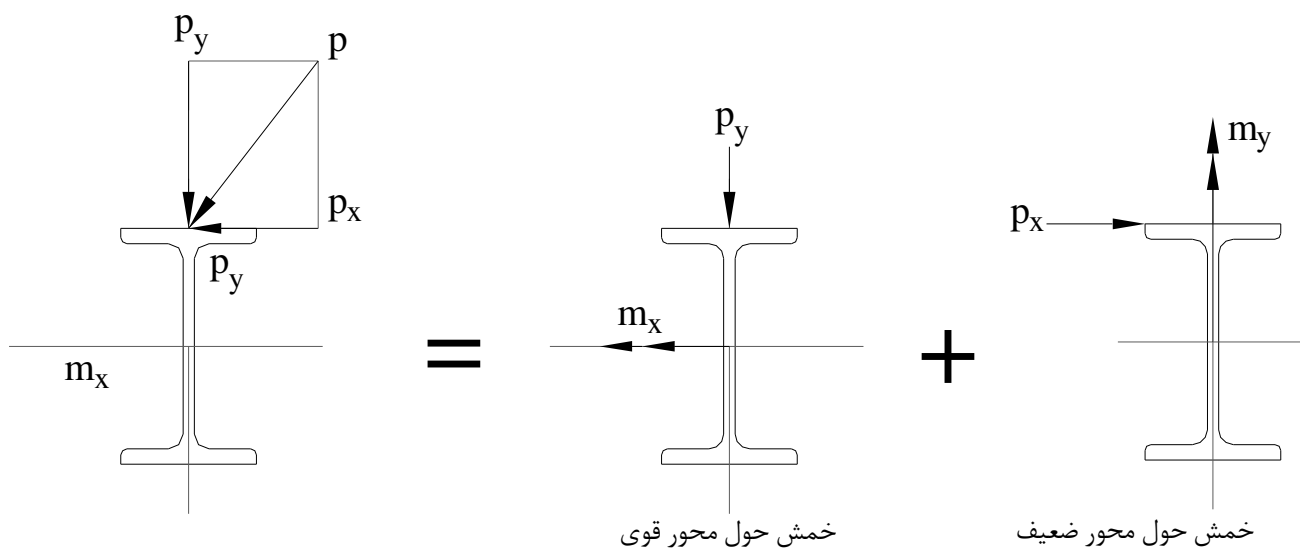
$$\frac{s_x}{s_y} = 3 \quad \longleftarrow \text{1- پروفیل IPB}$$

$$\frac{s_x}{s_y} = 8 \quad \longleftarrow \text{2- پروفیل INP, IPE}$$

3

$$\frac{s_x}{s_y} = \frac{3d}{b} \quad \longleftarrow \text{- برای انواع پروفیل I شکل}$$

در صورتیکه هر دو نیرو در جهت x و y بال پروفیل تاثیر کند. (مانند لایه ها)



s_x

فقط s_f مدول مقطع بال به کار می آید کل مقطع به کار می آید:

$$s_x = \frac{1}{Fb} \left[m_x + m_y \left(\frac{s_x}{s_f} \right) \right]$$

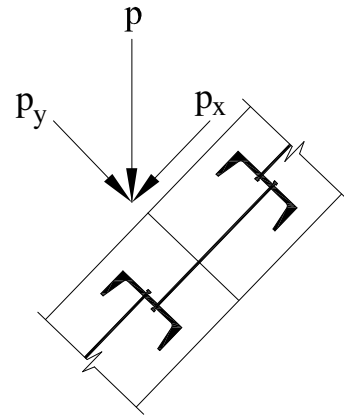
$$s_f = \frac{1}{2} s_y$$

و برای مقاطع I شکل

خمش مول محورهای اصلی و امتداد فضا تاثیر نیرو از مرکز برش نمی گذرد.

$$s_x = \frac{1}{Fb} \left[M_x + M_y \left(\frac{s_x}{s_f} \right) \right]$$

$$f_b = \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{2M_y}{s_y}$$



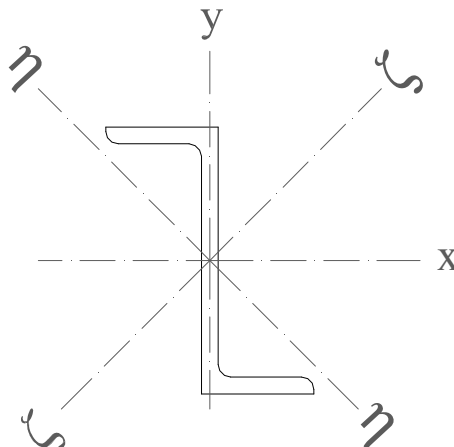
* اگر نیروی خارجی که بر بال یا جان پروفیل وارد می شود بر یکی از محورهای اصلی پروفیل منطبق باشد خمش یک

محوره ایجاد می شود. چنانچه این نیروی خارجی از مرکز برش بگذرد، هیچگونه پیچشی در مقطع ایجاد نمی شود.

* اگر نیروی خارجی که بر پروفیل وارد می شود بر یکی از محورهای مختصات منطبق نشود خمش دو محوره در مقطع

ایجاد می شود که هر کدام از این دو خمش مول محور اصلی پروفیل اتفاق نمی افتد در این خمش که در

مقطع ایجاد می شود. (محورهای اصلی پروفیل بر محورهای x و y منطبق نیست مثل پروفیل Z)



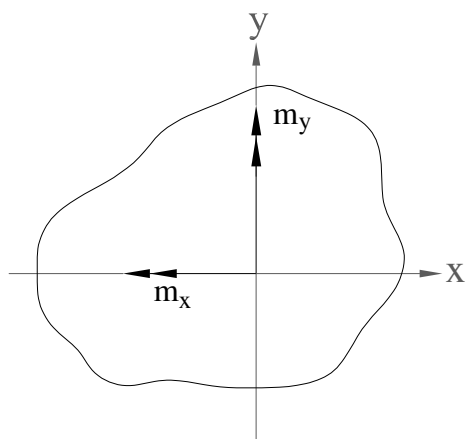
فمش کج:

فمش مول محورهای اصلی پروفیل نیست.

$$f_b = \frac{m_y I_x - m_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} (x) + \frac{m_x I_y - m_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} (y) \leq F_b$$

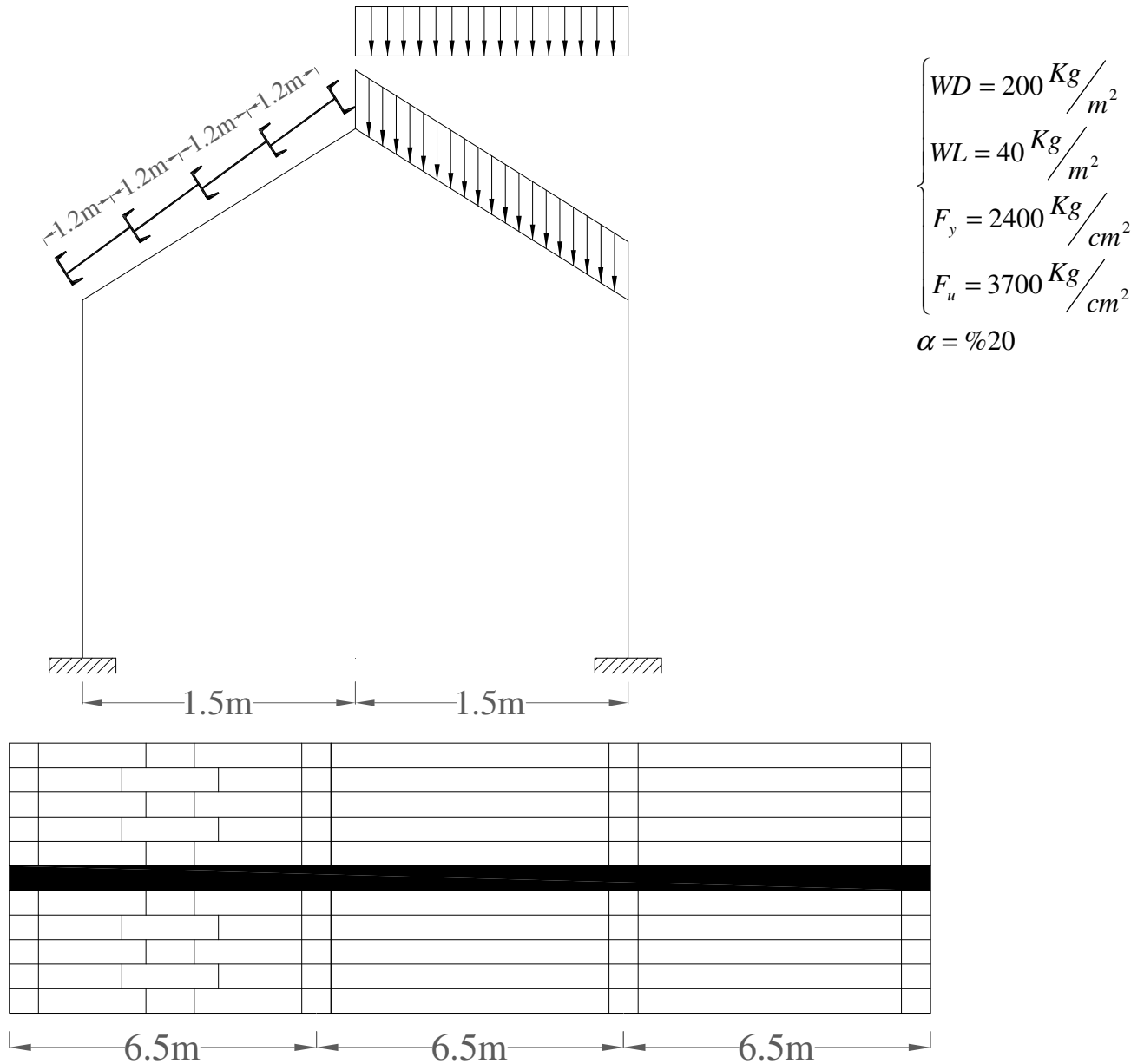
لذا در هر نقطه با داشتن مختصات آن بایستی I_{xy}, I_y, I_x را محاسبه کنیم و مقایسه کنیم با تنش مجاز و باقرار دادن در

فرمول بالا می توانیم در بحرانی ترین نقطه b را محاسبه می کنیم.

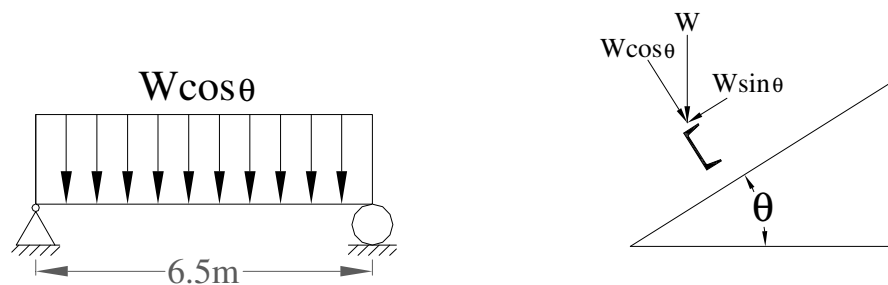


مثال 3

مطلوبست طراحی لایه های سقف زیر از پروفیل ناودانی .

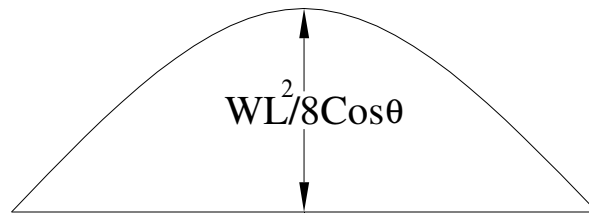


لایه رابیرون می کشیم و به صورت تیر دوسر ساده آنالیز می کنیم:

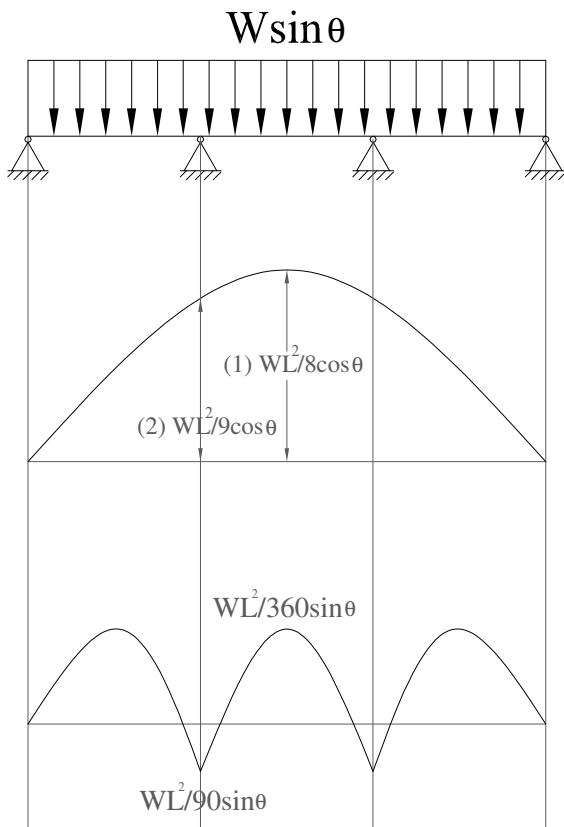


یک فمش مول محور x $W \cos \theta$ و همچنین یک فمش مول محور y $W \sin \theta$

برای فمش مول محور x تیر دو سر ساده با بار $W \cos \theta$



برای فمش مول محور y میله مهار (soy road) مکم تکیه گاه را دارند.



در امتداد شیب: $W = 40 + 200 \cos 11.31 = 236.1 \text{ kg/m}^2$

در امتداد طول: $W = 236.1 \times 1.2 = 283.3 \text{ kg/m}$

مماسیه از روی لنگر جداول 998 کتاب طامونی و پیوست همین جزوه:

$$(1) \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{WL^2}{8} \cos \theta = \frac{0.283 \times 6.5^2}{8} \times \cos 11.31 = 1.46 \text{ t.m} \\ M_y = \frac{WL^2}{360} \sin \theta = \frac{0.283 \times 6.5^2}{360} \times \sin 11.31 = 0.0065 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$try UNP160 \Rightarrow (s_x = 116 \text{ cm}^3, s_y = 18.3 \text{ cm}^3)$$

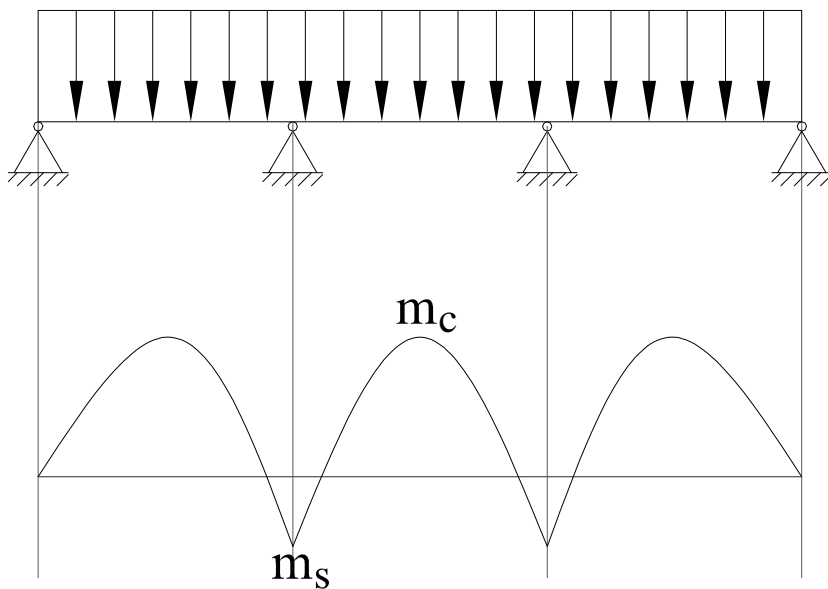
$$(2) \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{WL^2}{9} \cos \theta = \frac{0.283 \times 6.5^2}{9} \times \cos 11.31 = 1.32 \text{ t.m} \\ M_y = \frac{WL^2}{90} \sin \theta = \frac{0.283 \times 6.5^2}{90} \times \sin 11.31 = 0.025 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$f_b = \frac{M_x}{s_x} + \frac{2M_y}{s_y} \leq F_b = 0.6F_y = 1440 \text{ Kg/cm}^2 \text{ از رابطه تقریبی}$$

$$(1) \text{ برای حالت } \frac{1.46 \times 10^5}{116} + \frac{2 \times 0.0065 \times 10^5}{18.3} = 1329.6 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

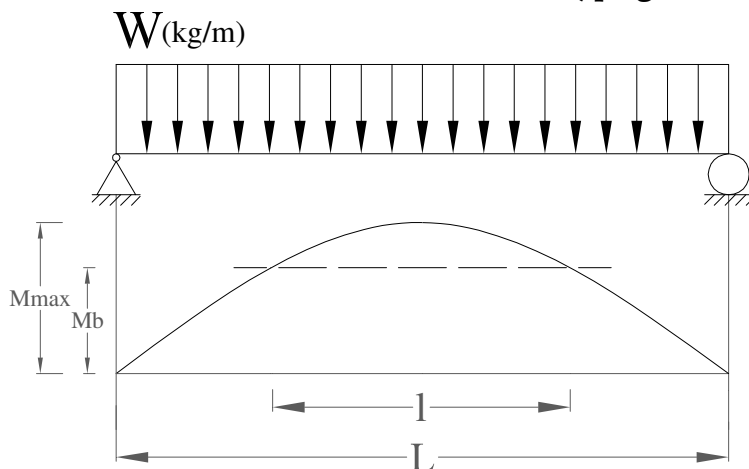
$$(2) \text{ برای حالت } \frac{1.32 \times 10^5}{116} + \frac{2 \times 0.025 \times 10^5}{18.3} = 1315.6 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

تقویت نیمرفها توسط ورق



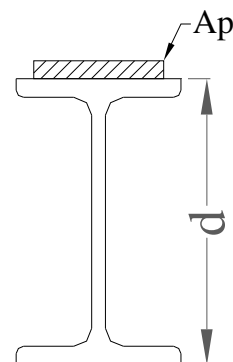
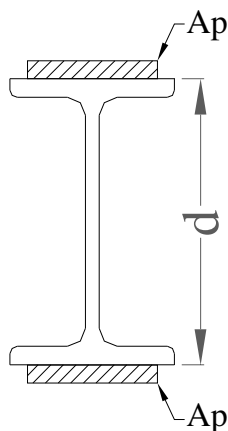
فرض می کنیم تیر را برای لنگر M_c طرایی می کنیم واز لنگر M_s که یک لنگر بزرگتری است استفاده نکنیم لذا در

جاهاییکه m_c جواب نمی دهد از ورق استفاده می کنیم.



برای لنگر پایینتر طراحی شده است.

نمونه هایی از ورقهای تقویتی



L طول قطع تئوری می باشد .

برای تیر دو سر ساده

$$A_p = \frac{S - 0.9S_b}{d} \quad \text{برای دو ورق (بالا و پایین)}$$

S_b : مدول مقطع پروفیل موجود

S : مدول مقطع مورد نیاز

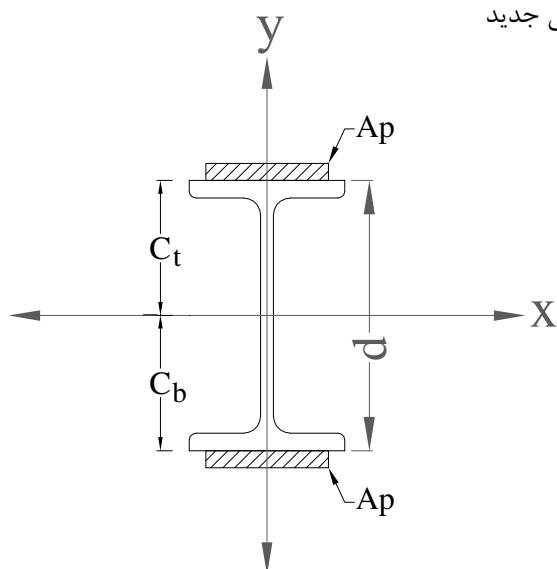
d : ارتفاع پروفیل موجود

A_p : سطح مقطع یک ورق

$$A_p = 1.2 \left(\frac{S - S_b}{d} \right) \quad \text{برای یک ورق}$$

برای کنترل d اینکه ورق طراحی شده جواب می دهد یا خیر .

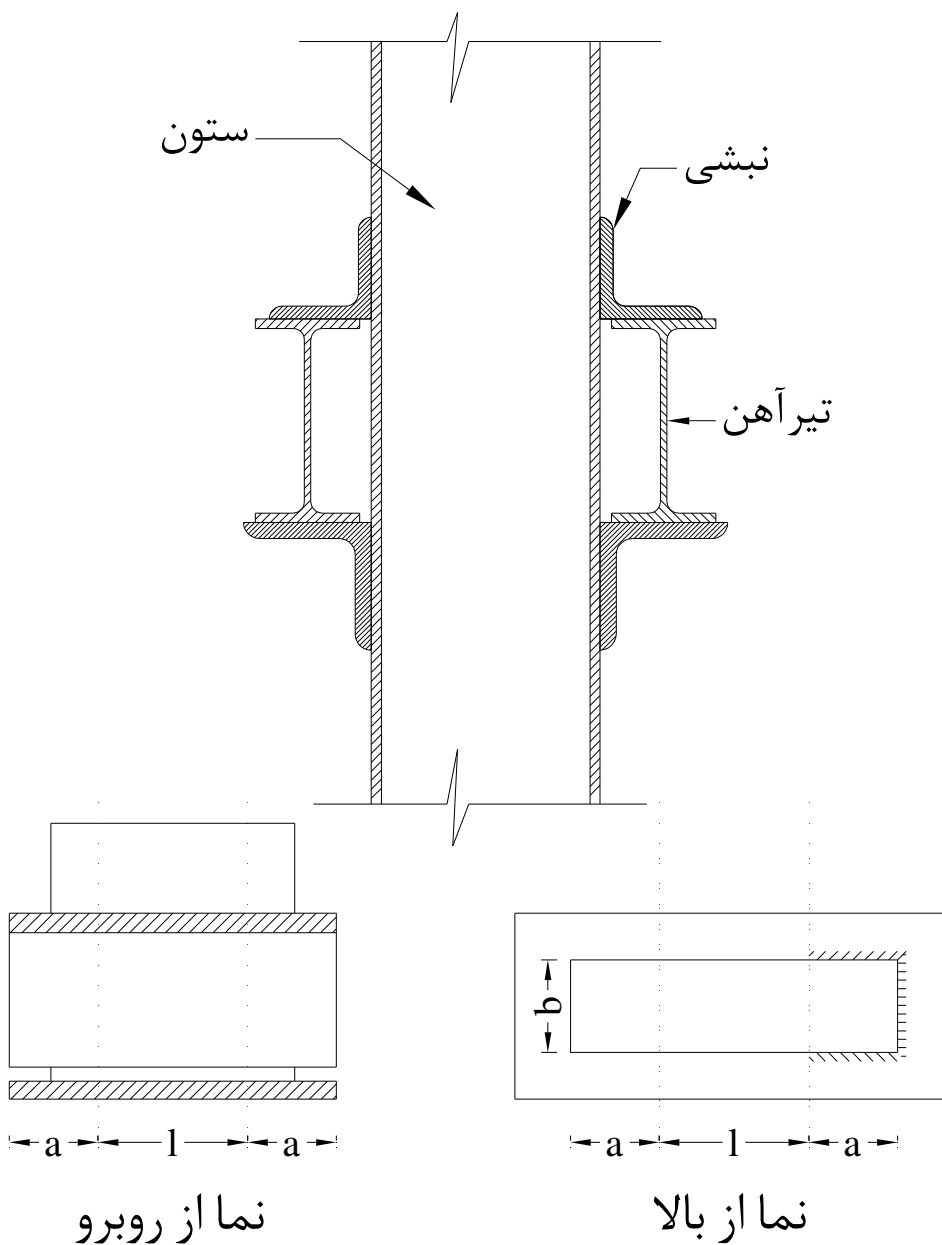
$$I = I_p + 2A_p \left(\frac{d}{2} + \frac{t_p}{2} \right)^2 + I \quad \text{برو فیل} \quad \text{ممان اینرسی جدید}$$



و در جاهاییکه بیشترین لنگر را داریم: $S = \frac{I}{C} \geq S$ جدید

$$l = L \sqrt{\frac{S - S_b}{S}} \quad \text{طول تئوریک}$$

*این رابطه برای تیر دو سر ساده که تحت اثر بار گسترده است صادق می باشد.



a = مقداری که باید اضافه شود وبستگی به نحوه اتصال جوش دارد. و طول کل ورق تقویتی برابر است با :

$$L' = l + 2a$$

مقرارات آیین نامه AISC در مورد اضافه طول a'

1- اگر تسمه در دو ضلع جانبی در طول a و در دو ضلع انتهایی با جوش یکسره با بال تیر متصل گردد و یا بعد

جوش بیشتر از $\frac{3}{4}$ ضخامت ورق شود طول a مساوی عرض ورق انتخاب می شود.

$$a' = b$$

بعد از جوش $D \geq \frac{3}{4} t_p \Rightarrow$ از 3 طرف جوش $\Rightarrow a' = b$

2- با حفظ شرایط بند (1) در صورتیکه بعد جوش کمتر از $\frac{3}{4}$ ضخامت ورق گردد طول a' مساوی 1.5 برابر عرض

ورق انتخاب می گردد.

$$D \leq \frac{3}{4} t_p \Rightarrow a' = 1.5b$$

3- در بحرانی ترین حالت یعنی وقتی که تسمه فقط در دو ضلع جانبی به بال تیر وصل گردد و در ضلع انتهایی

جوش انجام نگیرد . $a \leq 2b$ $b \leq a \leq 2b$

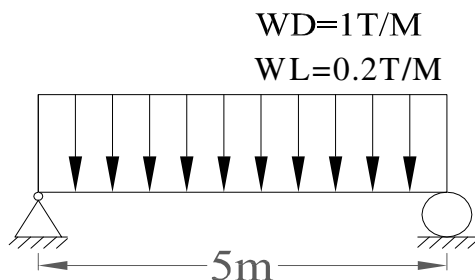
طوری باید جوش داده شود که مقاومت جوش از مقاومت پروفیل بیشتر باشد . جو شکاری تنش پس ماند دارد.

ورق بال $\leftarrow$ فمیش $\leftarrow$ ورق بال تا مدی که می شود باید تقویت گردد.

مثال 4

تیر روبرو دارای اتکاء جانبی است آیا پروفیل IPE200 برای بارگذاری نشان داده شده جوابگو می باشد در صورت

جوابگو نبودن ابعاد ورق تقویتی بال را مناسبه نمایید ؟



$$W_t = 1 + 0.2 = 1.2 \text{ t/m} \Rightarrow M_{\max} = \frac{W L^2}{8} = 3.75 \text{ t.m}$$

بافرض مقطع فشرده مسئله را حل می کنیم که نهایتا باید فشردگی مقطع را کنترل کرد.

$$Fb = 0.66F_y = 0.66 \times 2400 = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{req} = \frac{m}{Fb} = \frac{3.75 \times 10^5}{1584} = 236.7 \text{ cm}^3$$

$$IPE 200 \rightarrow I_x = 1940 \text{ cm}^4$$

$$IPE 200 (S_x = 194 < 236.7 \quad NG)$$

لذا باید از ورق تقویتی استفاده کنیم.

$$\text{مدول مقطع پروفیل موجود} \quad S_b = 194 \text{ cm}^3 \quad S = 236.7 \text{ cm}^3 \quad d = 20 \text{ cm}$$

$$A_p = \frac{S_{req} - 0.9S_b}{d} = \frac{236.7 - 0.9 \times 194}{20} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$try \quad pl \quad 4 \times 0.8 \Rightarrow I_x = 1940 + 2 \times 3.2 \times (10.4)^2 = 2632 \text{ cm}^4$$

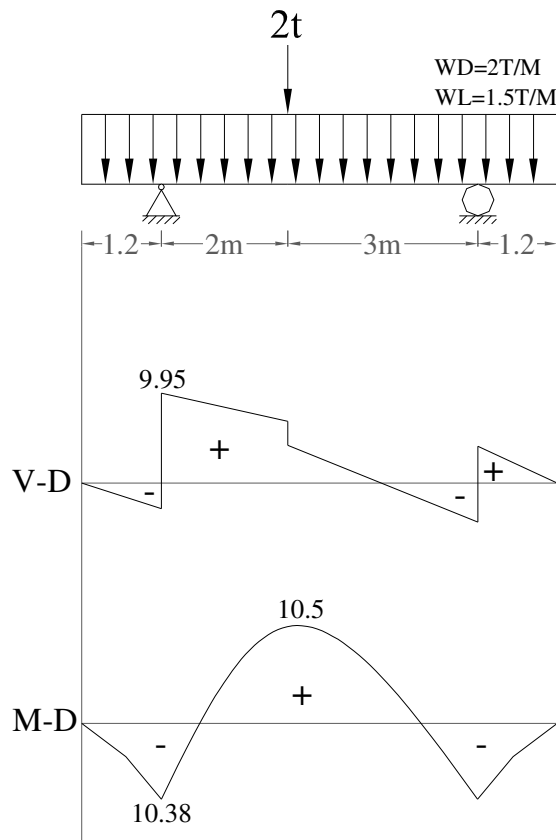
$$S_x = \frac{2632}{10.8} = 243.7 \text{ cm}^3 > 236.7 \text{ cm}^3 \quad OK$$

طول ورق:

$$l = L \sqrt{\frac{S - S_b}{S}} = 5 \times \sqrt{\frac{236.7 - 194}{236.7}} = 2.12 \text{ m}$$

$$L_t = 2.12 + 2b = 2.12 + 2 \times 0.04 = 2.2 \text{ m}$$

با فرض وجود اتکاء جانبی مطلوبست مداخل ضخامت ورق جان پروفیل مورد نظر را بدست آورید؟



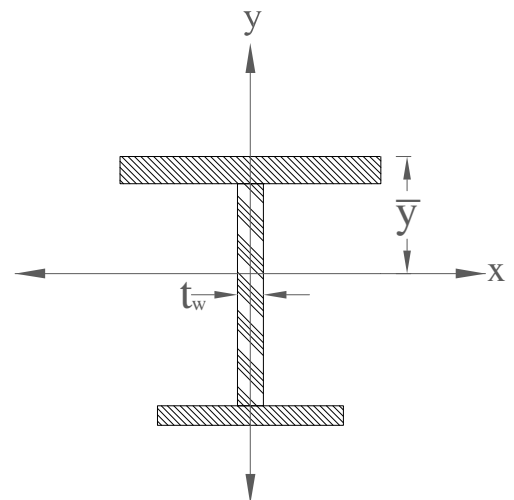
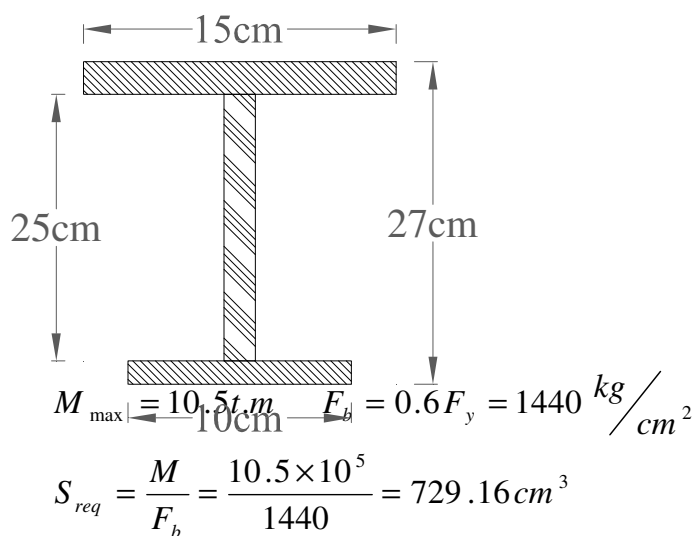
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 5R_A = 2 \times 3 + (3.5 \times 7.4) \times 2.5 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 14.15 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_B = 13.75 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = 9.95 \text{ ton} \quad f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{9950}{25 \times t_w} = 0.4 F_y = 960 \Rightarrow t_w \geq 0.41 \text{ cm}$$

اگر ضخامت جان بزرگتر از 0.41 باشد مساله ای ندارد:



$$I = 15 \times (\bar{y} - 0.5)^2 + 10 \times (26.5 - \bar{y})^2 + \frac{1}{12} \times t_w \times 25^3 \times (25t_w)(13.5 - \bar{y})^2$$

$$I = \text{Fun}(t_w)$$

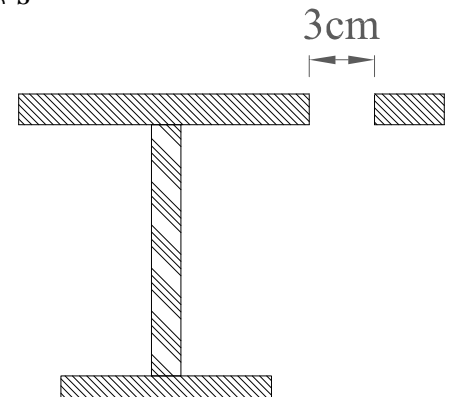
$$S = \frac{I}{27 - \bar{y}} \leq S_{req} = 729.16$$

$$t_w = 6mm \text{ حداقل از نظر اجرایی}$$

$$t_w = 0.6cm \Rightarrow \bar{y} = 11.9 \Rightarrow I = 34081 \Rightarrow S = 324 < 729.16$$

$$t_w = 1.2 \Rightarrow \bar{y} = 12.32 \Rightarrow I = 69375 \Rightarrow S = 388 < s$$

$$t_w = 4.6 \Rightarrow \bar{y} = 13 \Rightarrow I = 176366 \rightarrow s$$



$$D_h = 3cm \quad A_f = 15cm$$

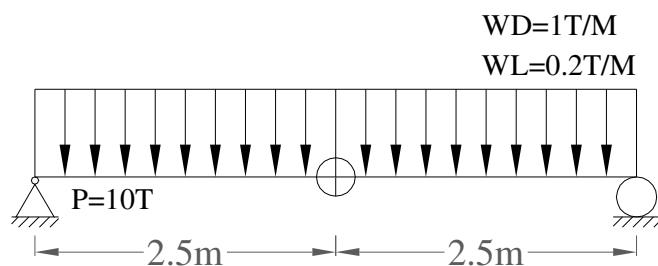
$$A_h = 3 \times 1 = 3cm^2, \quad 100 \times \frac{A_h}{A_f} = \frac{3}{15} = 20\% > 15\%$$

پس طرایی نیاز به تصمیع دارد

$$I_x = 15 \times 0.95 \times (\bar{y} - 0.5)^2 + 10 \times (26.5 - \bar{y})^2 + \frac{1}{12} \times t_w \times 25^3$$

(مازاد اولیه 15% ، 5% می باشد)

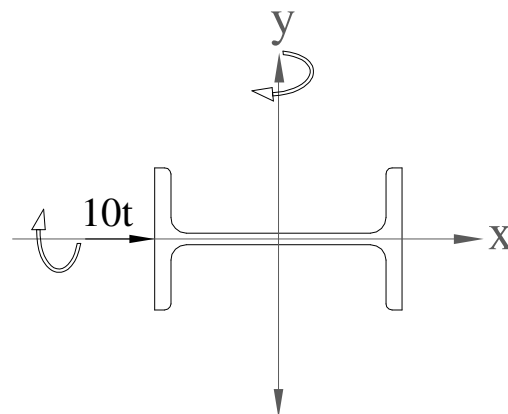
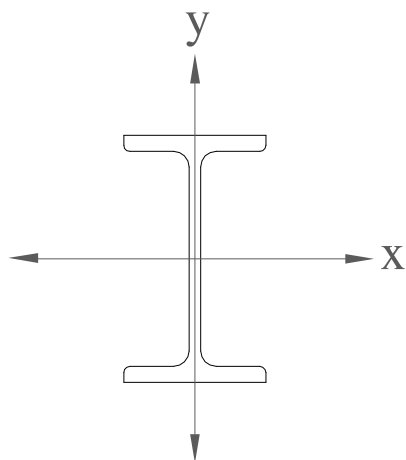
مطلوبست طراحی پروفیل مورد نیاز تیر زیر در صورت داشتن اتکا جانبی کافی ؟



$$M_{x\max} = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.2 \times 5^2}{8} = 3.75 \text{ ton}$$

$$M_{y\max} = \frac{PL}{4} = \frac{10 \times 5}{4} = 12.5 \text{ t.m}$$

تیر زیر تحت اثر فمش دو مموره قرار دارد :



خمش قوی روی محور قوی

$$F_b = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

اگر هر دو نیرویی که به پروفیل وارد می شود طبق دو محور بگذرد، $\left(\frac{S_x}{S_y} \right)$ ضریب 2 ندارد ولی اگر نیرویی که

وارد بر پروفیل می گردد بر دو محور منطبق (محورهای اصلی نباشد) باید $\left(\frac{S_x}{S_y} \right)$ در 2 ضرب شود.

$$s_x = \frac{1}{F_b} \left[M_x + M_y \left(\frac{s_x}{s_y} \right) \right] \rightarrow IPB = 400 \quad \text{تقریب اولیه}$$

$$s_x = \frac{1}{1440} \times [12.5 \times 10^5 + 3.75 \times 10^5 \times 4] = 1909 \text{ cm}^3$$

$$s_x = 1909 \text{ cm}^3 \rightarrow IPB320 \Rightarrow \begin{cases} s_x = 1930 \text{ cm}^3 \\ s_y = 616 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$f_b = \frac{M_x}{s_x} + \frac{M_y}{s_y} = \frac{12.5 \times 10^5}{1930} + \frac{3.75 \times 10^5}{616} = 1256 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

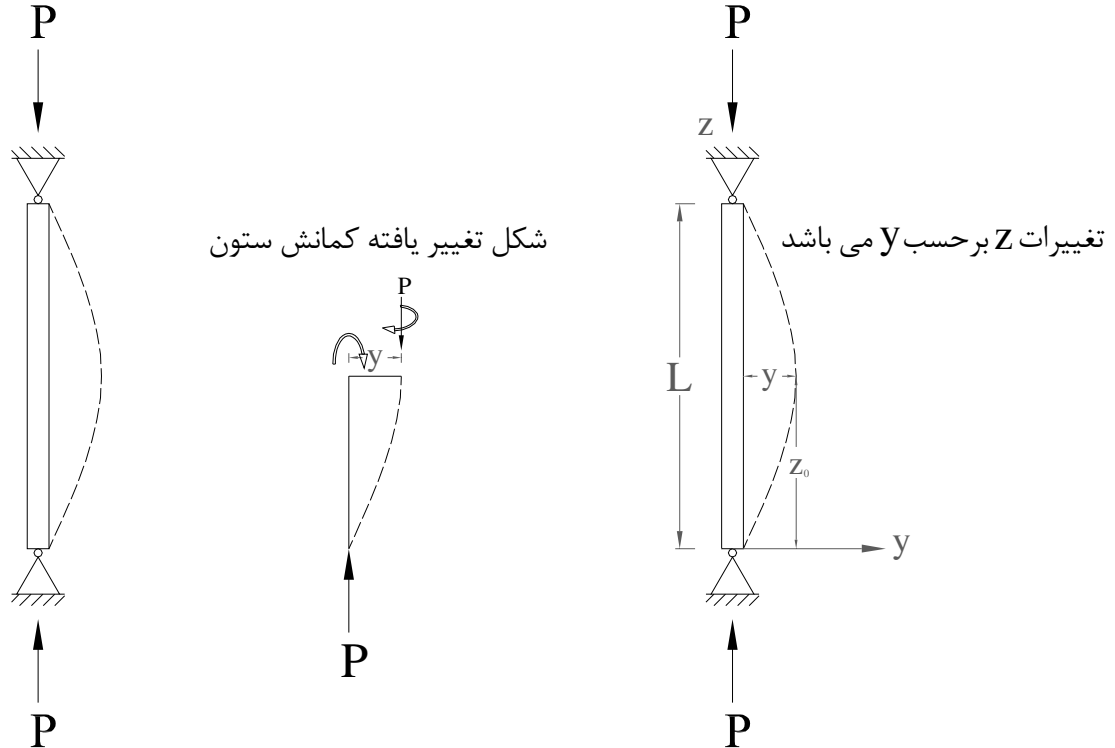
اگر جهت IPB را عوض نمی کردیم تا IPB1000 نیز جواب نمی داد لذا همیشه جهت قوی پروفیل را در جهت فمیش

بیشتر قرار می دهیم.

مقدمه:

ستونها قطعات فشاری هستند که نیروی داخلی ایجاد شده در آنها از نوع نیروی محوری فشاری می باشد.

معادله کمانش الاستیک اول:



می فوایم معادلات تعادل برای کمانش ستون را بنویسیم :

$$M = -EIy''$$

$$M = p \times y \Rightarrow p \times y = -EIy''$$

معادله دیفرانسیل کمانش الاستیک

$$\frac{d^2 y}{d^2 z} + \frac{p}{EI} y = 0 \quad (1)$$

$$K^2 = \frac{p}{EI} \quad (2)$$

$$\Rightarrow (1), (2) \rightarrow y'' + K^2 y = 0$$

معادله دیفرانسیل مرتبه 2 باضرایب ثابت به صورت توابع $E \times p$ است که می توانیم برمسب sin یا cos نوشت.

$$y = A \sin KZ + B \cos KZ$$

A و B ثابتهای انتگرالی هستند که با توجه به شرایط مرزی بدست می آیند.

$$\text{شرایط مرزی یا تکیه گاهی} \begin{cases} at \ z = 0 \Rightarrow y = 0 \\ at \ z = L \Rightarrow y = 0 \end{cases}$$

$$(z = 0, y = 0) \Rightarrow 0 = A \sin K \times Z + B \cos K \times Z \Rightarrow 0 = B \times 1 \Rightarrow B = 0$$

$$(z = L, y = 0) \Rightarrow 0 = A \sin KL \begin{cases} A = 0 \rightarrow y = A \sin KZ = 0 \\ \sin KL = 0 \end{cases}$$

حالت قبل از کمانش ، کمانش رخ نداده است $A=0$

پس در صورت وقوع کمانش $A \neq 0$

$$\sin KL = 0 \Rightarrow KL = 0, 2\pi, 3\pi, \dots$$

$$KL = n\pi \rightarrow K = \frac{n\pi}{L} \Rightarrow \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2$$

$L =$ طول ستون

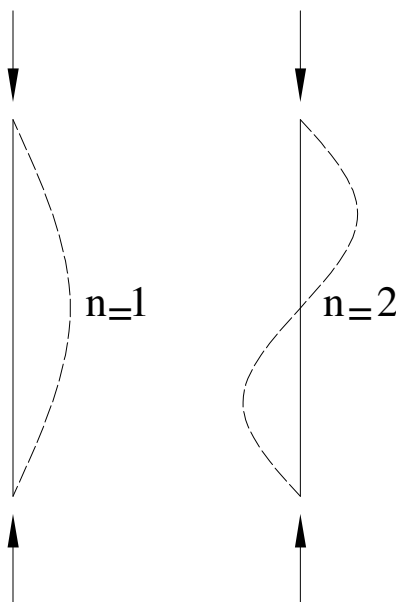
$$\frac{p}{EI} = \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \Rightarrow p = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad \pi = 3.14 \quad EI = \text{ممان اینرسی ستون}$$

توجه: همیشه کمترین نیرویی که باعث کمانش ستون می شود باعث نیروی بحرانی می شود.

$$n = 1 \rightarrow p = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

نیروی کمانش اولر برای یک ستون 2 سرساده $p_{cr} = \text{critical force} \leftarrow$

در $n = 2$ دارد ولی در $n_{\min} = 1$ قابل قبول است.



$$\frac{p_{cr}}{A} = F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

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

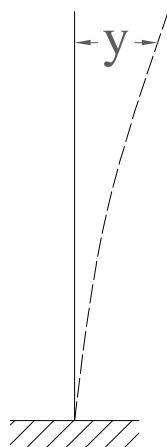
$$\frac{L}{r} : \text{لاغری}$$

هر قدر لاغری تنش بحرانی اولر افزایش یابد به عبارت دیگر ستون زودتر کمانش می کند یعنی نیروی کمتری لازم

است تا باعث کمانش شود

پس برای جلوگیری از کمانش عضو باید لاغری را کاهش دهیم .

1- کاهش طول 2- افزایش شعاع ژیراسیون



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

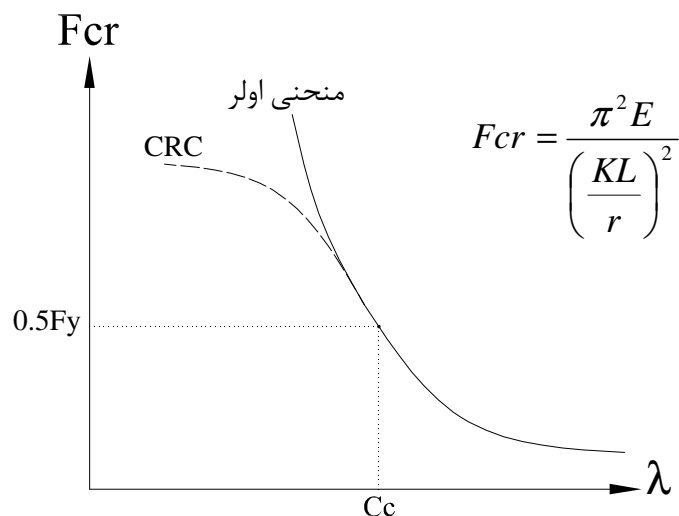
برای شرایط تکیه گاهی مختلف

در جدول زیر طول موثر ستون (KL) را می بینیم :

طول موثر (KL) برای اعضای فشاری

شکل کمانشی ستون یونیماله خط چین نشان داده شده است	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
مقادیر تئوریک K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0*
مقادیر توصیه شده برای طراحی	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
شرایط انتهای	چرخش گیردار چرخش آزاد چرخش گیردار چرخش آزاد	انتقال گیردار انتقال گیردار انتقال آزاد انتقال آزاد	چرخش گیردار چرخش آزاد چرخش گیردار چرخش آزاد	چرخش گیردار چرخش آزاد چرخش گیردار چرخش آزاد	چرخش گیردار چرخش آزاد چرخش گیردار چرخش آزاد	چرخش گیردار چرخش آزاد چرخش گیردار چرخش آزاد

با افزایش لاغری تنش بحرانی منحنی اولر کاهش می یابد.



$$F_{cr} = F_y \left(1 - \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right)$$

CRC = Column research countrol

(لاغر) $\Rightarrow \frac{KL}{r} > C_c \Rightarrow p = 0.5F_y$ $\Rightarrow$ (ابطه اولر) $\Rightarrow$ کمانش الاستیک $\Rightarrow$ اعضای فشاری خیلی بلند (لاغر)

$p > F_y \Rightarrow$ جاری شدن $\Rightarrow$ ستونهای کوتاه و پاق

$\frac{KL}{r} \leq C_c \Rightarrow p = 0.5F_y$ $\Rightarrow$ کمانش غیر الاستیک ستونهای متوسط

$$0.5F_y = \frac{\pi^2 E}{C_c^2} \Rightarrow C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$C_c = \frac{6330}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow C_c = 129$$

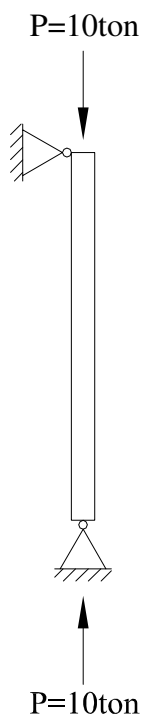
$$f_t \leq F_t \text{ (کششی)}$$

$$f_b \leq F_b \text{ (خمشی)}$$

$$f_a \leq F_c = F_a \text{ (فشاری)}$$

$$F_a = \frac{P}{A} \text{ تنش موجود}$$

نیروی محوری ستون
سطح مقطع ستون



مداکترنیروی که از ستون انتظار داریم p کمانش است .

$$A = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow F_a = \frac{p}{A} = \frac{10 \times 10^3}{20} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

روابط آیین نامه AISC در مورد تنش مجاز ستون

کمانش غیر الاستیک (ستون چاق) منحنی CRC

انتخاب پروفیل $L \rightarrow K$

$$(1): \frac{KL}{r} \leq C_c \Rightarrow F_a = \frac{F_y}{F_s} \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right]$$

$$\beta = \frac{KL}{C_c} \Rightarrow \beta < 1 \Rightarrow F_a = \frac{F_y}{F_s} [1 - 0.5\beta^2]$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left[\frac{KL/r}{C_c} \right] - \frac{1}{8} \left[\frac{KL/r}{C_c} \right]^3$$

یک منحنی Parabolic درجه 3 می باشد.

کمانش الاستیک (ستون لاغر)

$$(2): \frac{KL}{r} \geq C_c \Rightarrow F_a = \frac{\pi^2 E}{F_s \left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

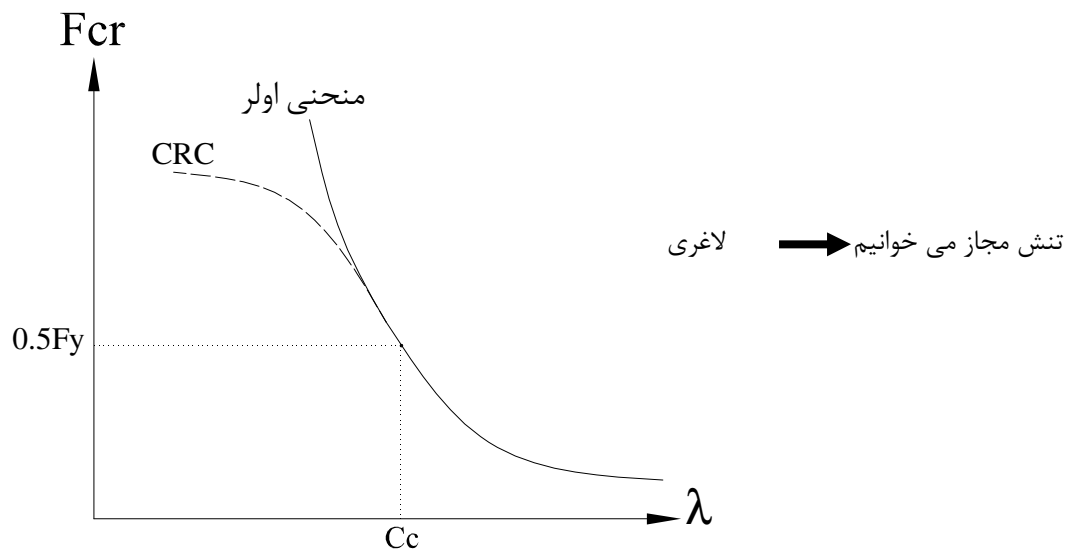
$$F_s = \frac{23}{12} = 1.92$$

برای اعضاء فشاری با لاغری بیش از 120 می توان تنشهای مجاز فوق را مطابق فرمول زیر افزایش داد .مانند عضو

بادبندی شده یا اتصال تیر به ستون.

$$F_a = \frac{\text{مقدار بدست آمده از روابط ستون}}{\left(1.6 - \frac{L/r}{200}\right)}$$

در پیوست همین جزوه جدول تنش مجاز ستونها بر مبنای $\left(\frac{KL}{r}\right)$ (لاغری) آمده است.



طراحی مقاطع فشاری (ستونها)

تعیین نیروی فشاری مجاز عضو مشخصی که مقطع و طول آن معلوم باشد.

گام اول: با داشتن سطح مقطع فشاری، ممان اینرسی مداخل و سپس شعاع ژیراسیون مداخل آنرا پیدا کنید.

گام دوم: با توجه به معلوم بودن طول عضو فشاری، ضریب لاغری ماکسیمم را پیدا کنید. $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}$

گام سوم: با معلوم بودن نوع فولاد ضریب C_c را پیدا کنید. $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6330}{\sqrt{F_y}}$

گام پنجم: تنش فشاری مجاز حاصله در گام قبل را در سطح کل عضو فشاری ضرب نموده و عدد بدست آمده

نیروی فشاری مجاز آن قطعه فشاری خواهد بود.

طرح سطح مقطع یک عضو فشاری در مالتیکه نیروی فشاری معلوم باشد:

گام اول: با توجه به آیین نامه تنش مجاز تقریبی را مدس بزنید که برای مقاطع فشاری بین 40 تا 50 درصد تنش تسلیم در نظر گرفته می شود.

گام دوم: از تقسیم نیروی فشاری موجود بر تنش مجاز تقریبی انتخاب شده سطح مقطع تقریبی عضو فشاری را بیابید.

$$F_a = \frac{P}{A} \quad (\text{سطح مقطع تقریبی}) \quad A = \frac{P}{F_a} = \frac{P}{(0.4 - 0.5)F_y}$$

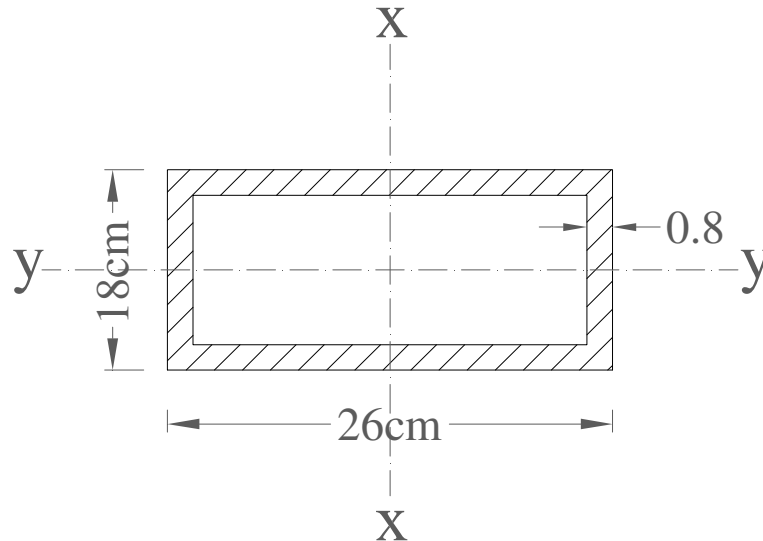
گام سوم : اکنون پروفیل ساده یا مرکبی را انتخاب نمایید که سطح مقطع کل آن از سطح مقطع تقریبی بدست آمده از گام قبل بیشتر باشد .

گام چهارم : با انتخاب پروفیل اکنون شعاع ژیراسیون مینیمم را پیدا کنید و سپس با توجه به طول آن ضریب لاغری ماکسیمم را بدست آورید.

گام پنجم : ضریب لاغری را با C_c مقایسه کرده و به کمک روابط 1 و 2 تنش فشاری مجاز را بدست آورده و آنرا در سطح مقطع کل واقعی (انتخابی) ضرب کرده تا نیروی فشاری مجاز پیدا گردد.

گام ششم : اکنون نیروی فشاری مجاز بدست آمده را با نیروی فشاری موجود مقایسه کنید، اگر نیروی فشاری مجاز کمتر از نیروی فشاری موجود باشد مقطع ضعیف است و بایستی که مقطع قوی تری انتخاب نماییم . مقطع زمانی ایده آل است که نیروی فشاری مجاز آن با اندک تفاوت از نیروی فشاری موجود بیشتر باشد.

منحنی بین طول موثر KL رابا نیروی محوری مجاز فشاری برای ستون با مقطع شکل زیر پیدا کنید؟



$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\square 26 \times 18 \times 0.8$$

$$A = 66.2 \text{ cm}^2 \quad I_x = 6240 \text{ cm}^4 \quad I_y = 3540 \text{ cm}^4$$

$$p = \frac{F_y \left[1 - \frac{1}{2} \left[\frac{(KL/r)^2}{C_c} \right] \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{KL/r}{C_c} \right) - \frac{1}{8} \left[\frac{KL/r}{C_c} \right]} \times A_g \text{ محدوده مقاومت} \Rightarrow \frac{KL}{r} \leq C_c$$

(1) ستون چاق : نیروی فشاری مجاز

$$p = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r} \right)^2} \times A_g \text{ ممدوده پایداری} \Rightarrow \frac{KL}{r} > C_c \quad (2) \text{ ستون لاغر}$$

تعیین طول موثر ستون در حالت مرزی

$$\frac{KL}{r} = C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^6}{2400}} = 131.4$$

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{3540}{66.2}} = 7.31$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 131.4 \quad \frac{KL}{7.31} = 131.4 \Rightarrow KL = 961 \text{ cm}$$

$$(1) \rightarrow p = \frac{2400 \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{131.4 \times 7.31} \right)^2 \right] \times 66.2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{KL}{131.4 \times 7.31} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{KL}{131.4 \times 7.31} \right)^3}$$

محدوده ستونهای چاق: $KL < 961$

KL(cm)	73	146	219	292	365	438	731	950
P(ton)	93.5	91	88.5	85.5	82	78	60	43.5

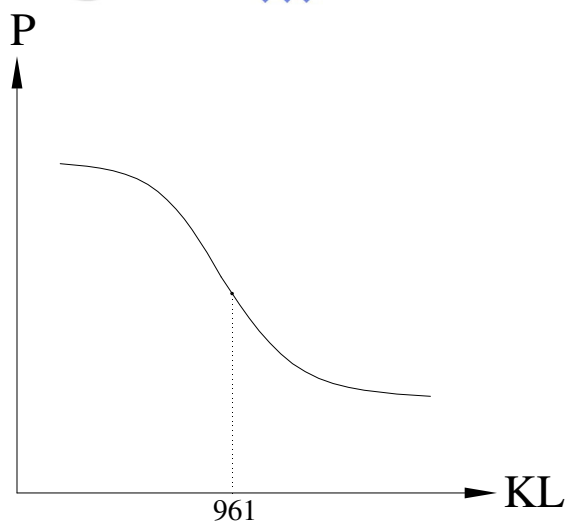
$$(2) \Rightarrow p = \frac{12 \times (3.14)^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 66.2}{23 \left(\frac{KL}{7.31} \right)^2}$$

محدوده ستونهای لاغر : $KL > 961$

KL(cm)	1243	1462
P(ton)	24.5	17.8

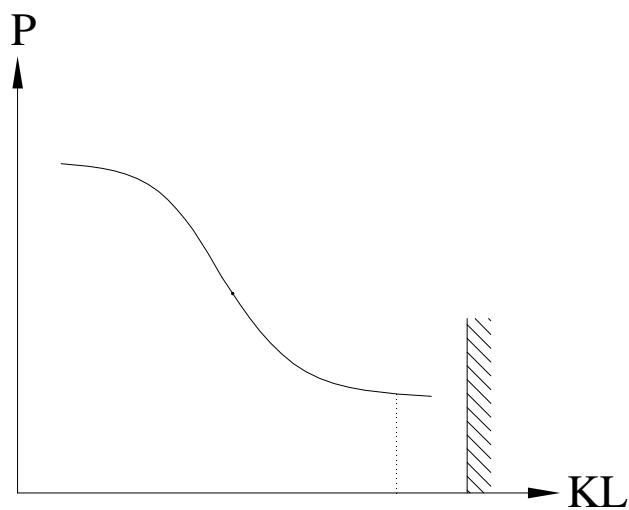
مطابق آیین نامه برای مقاطع کششی و فشاری بایستی که ضریب لاغری ماکزیمم را محدود کنیم، لذا حداکثر

ضریب لاغری ماکزیمم برای مقاطع فشاری عدد 200 می باشد (برای اعضای اصلی) $\left(\frac{KL}{r} < 120 \right)$

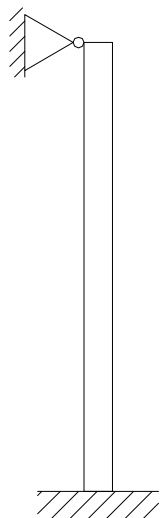


$$\frac{KL}{r} < 200$$

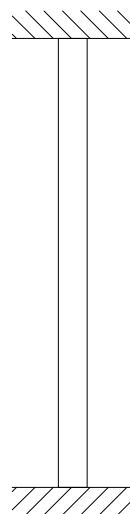
$$\frac{KL}{r} < 120$$



محاسبه ضریب طول موثر ستون و (K)

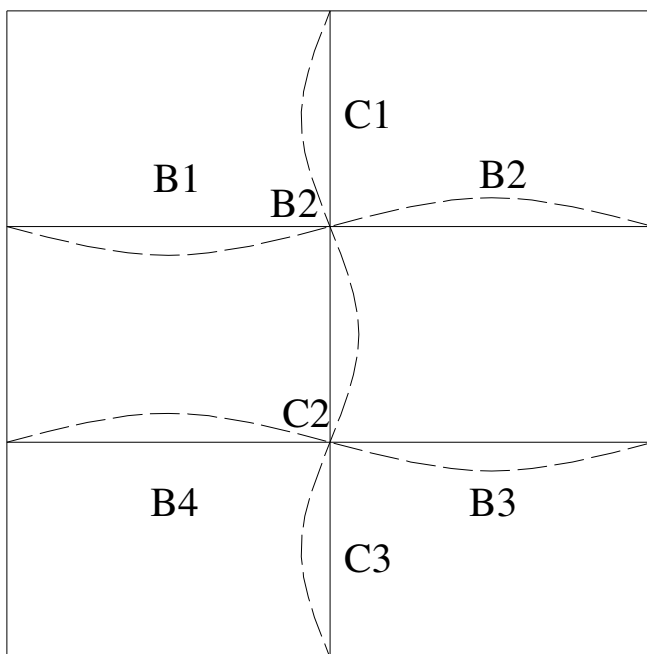
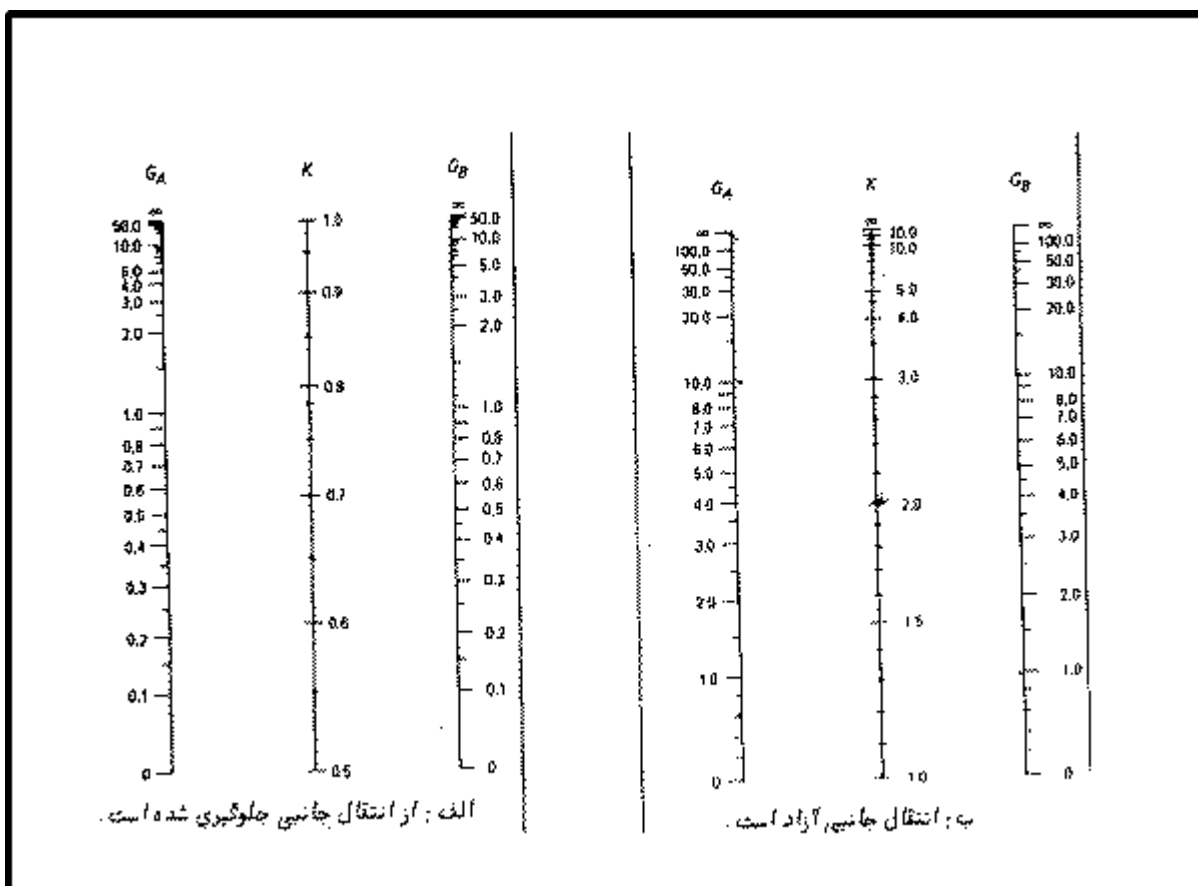


$$K=0.7$$



$$K=0.5$$

نموگرام برای تعیین ضریب طول موثر K



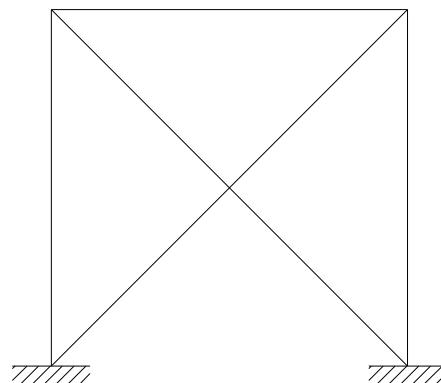
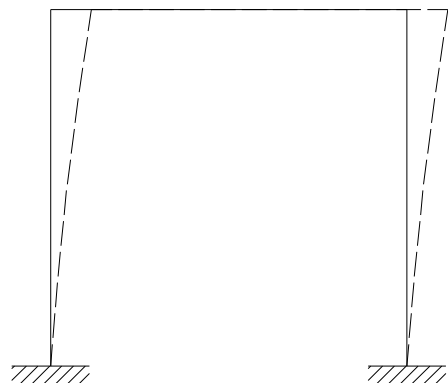
K تابعی از سفتی $\left(\frac{EI}{L}\right)$ تیرها و ستونهای

- مجاور عضو مورد نظر می باشد.

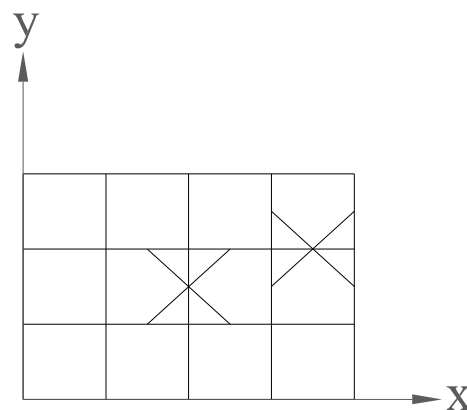
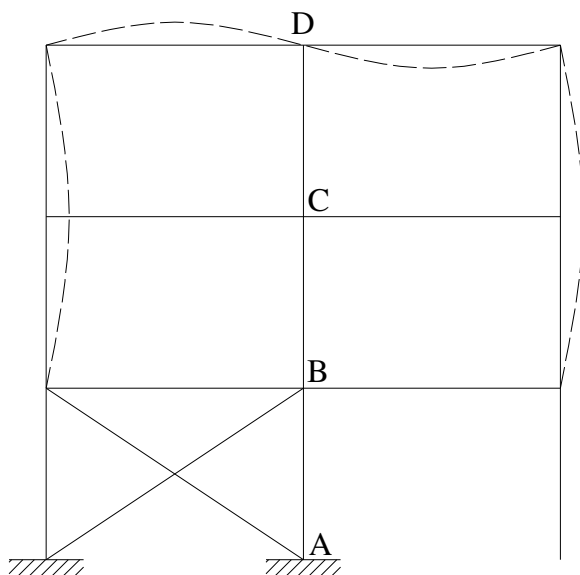
* برای محاسبه طول موثر یک ستون که در یک قاب خمشی قرار می گیرند با استفاده از نمودارهای صفحه قبل این کار را انجام می دهیم.

$K \leq 1 \Leftarrow$ حالت الف $\Leftarrow$ قابهای مهار بندی شده و بادبندی یا دیوار برشی

$K > 1 \Leftarrow$ حالت ب $\Leftarrow$ قابهای مهار بندی نشده و بانقتقال جانبی



هر طبقه را بایستی مجزا در نظر گرفت.



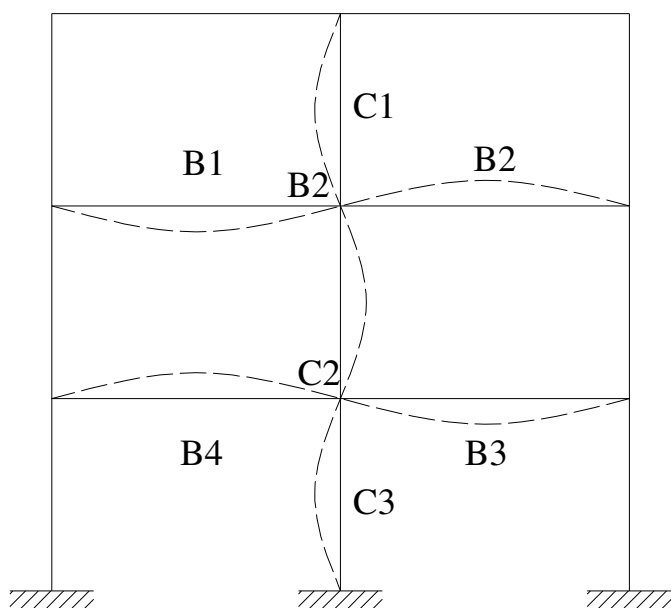
به هر گره وارد می شود :

$$G = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_C}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_B} = \frac{\text{ستون}}{\text{تیر}}$$

هدف : محاسبه K ستون AB در حالت قبل

GA: برای انتهای A ستون

GB: برای ابتدای B ستون



$$EI = \infty$$

$$G_A = \frac{\left(\frac{I}{L} \right)_{C_1} + \left(\frac{I}{L} \right)_{C_2}}{\left(\frac{I}{L} \right)_{B_1} + \left(\frac{I}{L} \right)_{B_2}} = 2$$

$$G_B = \frac{\left(\frac{I}{L} \right)_{C_2} + \left(\frac{I}{L} \right)_{C_3}}{\left(\frac{I}{L} \right)_{B_3} + \left(\frac{I}{L} \right)_{B_4}} = 0.2$$

برای ستونهای طبقه پایین یا ستونهایی که دارای تکیه گاه هستند.

$$G_A = \frac{\left(\frac{I}{L} \right)_{C_2} + \left(\frac{I}{L} \right)_{C_3}}{\left(\frac{I}{L} \right)_{B_3} + \left(\frac{I}{L} \right)_{B_4}}$$

$$G_B = \frac{\left(\frac{I}{L} \right)_{C_3}}{\infty} = 0$$

$$G_B = \frac{\text{عدد}}{0} = \infty$$

تکیه گاه گیردار:

مفصل :

آیین نامه

آیین نامه



$$: G_B = 1$$

$$: G_B = 10$$

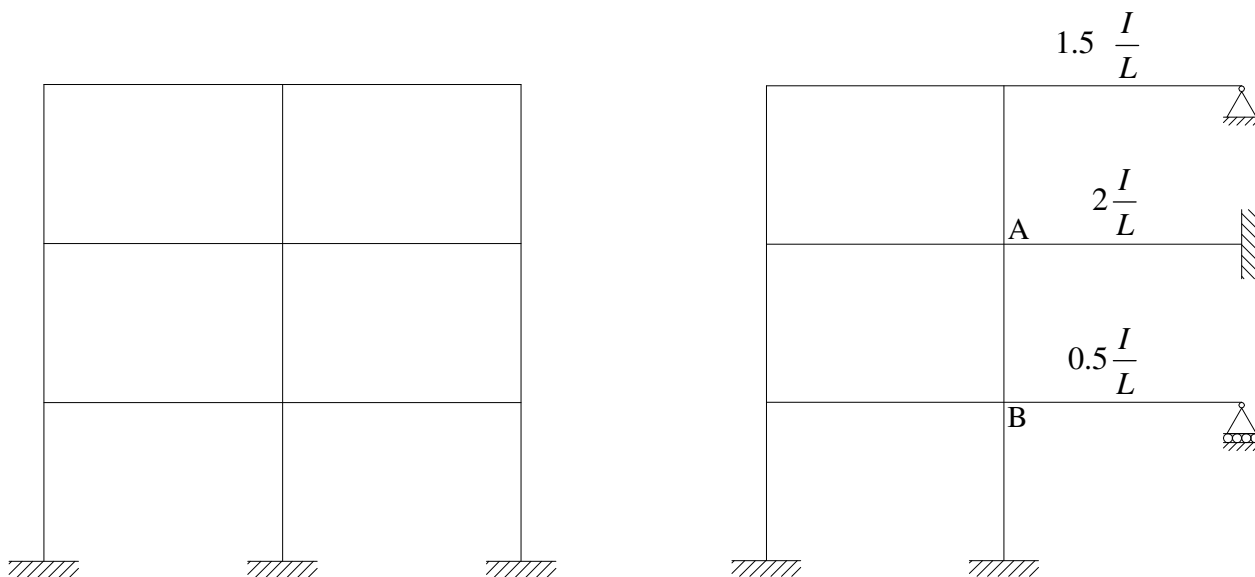
و با توجه به G_A , G_B از نمودار K را پیدا می کنیم.

توجه : در محاسبات G فقط تیرها و ستونهایی که به صورت صلب به عضو مورد نظر متصل هستند در نظر

گرفته می شود ولی اگر اتصال مفصلی باشد در محاسبات وارد نمی شود

*** هرگاه انتهای دورتر تیر به تکیه گاه متصل باشد باید G مربوط به تیر آن انتها مطابق شکل زیر تصمیع

گردد $(\frac{I}{L})$ تیر نیز باید تصمیع گردد)



نکته : $\frac{I}{L}$ تیر کنسول در محاسبات وارد نمی شود.

مقادیر تقریبی K

طبق توصیه آرک مگر دیپیان در جلد دوم کتاب ایستایی:

الف: برای قابهای مهار بندی شده و فریایها $K=1$ در نظر می گیریم

ب: برای قابهای مهار بندی نشده

طبقه میانی : $K=1.2$

طبقه اول:

1- پای ستون مفصلی $K=2.1$

2- پای ستون گیردار $K=1.35$

توجه: پس از تعیین نیمرخ مقدار واقعی K باید مورد مناسبه قرار گیرد.

کنترل نازکی و یا غیر نازکی (کمانش موضعی)

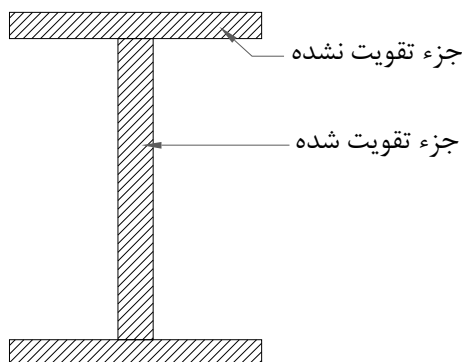
زمانیکه اجزای یک عضو فشاری از مد مجاز نازکتر گردد قطعه فشاری قبل از اینکه لهیده یا کمانش کند تحت اثر

پروکیدگی قرار خواهد گرفت . برای مشخص نمودن نازکی اجزای یک عضو فشاری لیست ابعاد یک عضو فشاری

را تعیین می کنیم .

آیین نامه برای تعیین نازکی اعضای فشاری ، اجزای متشکله آنرا به 2 دسته تقویت شده و تقویت نشده طبقه بندی

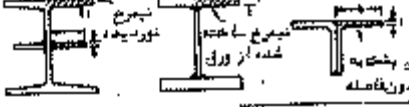
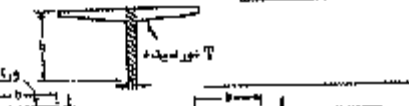
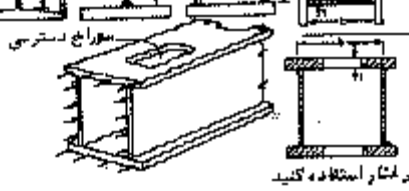
می کنیم .



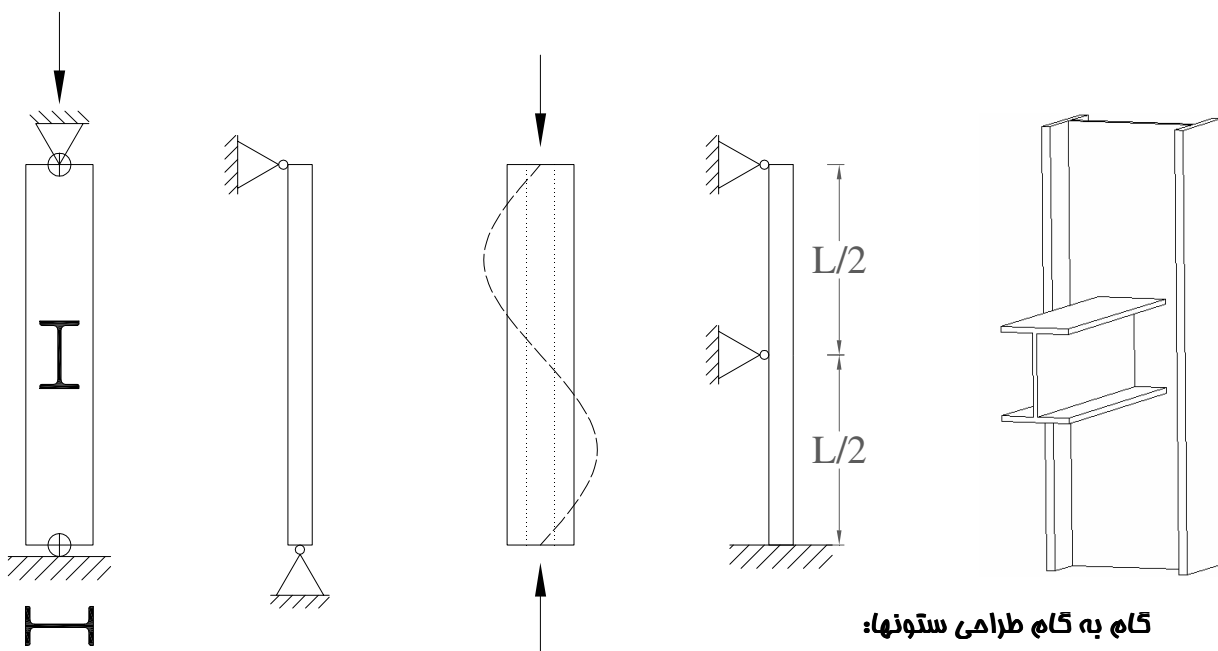
جزء تقویت شده: جزیی است که دارای لبه آزاد نباشد.

جزء تقویت نشده : جزیی است که دارای لبه آزاد باشد.

اجزای غیر نازک باید دارای شرایط زیر باشد:

مقادیر نمونه $F_y = 2400$ γ		
	$\frac{b}{t} \leq \frac{635}{\sqrt{F_y}}$	13
	$\frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{F_y}}$	16.3
	$\frac{b}{t} \leq \frac{1065}{\sqrt{F_y}}$	21.7
	$\frac{b}{t} \leq \frac{2110}{\sqrt{F_y}}$	43.3
	$\frac{b}{t} \leq \frac{2660}{\sqrt{F_y}}$	54.30

نکاتی چند در مورد لاری ستونها



کام به کام طراحی ستونها:

$$\max \left\{ \left\{ \frac{kL}{r} \right\} x, \left(\frac{KL}{r} \right) y \right\}$$

$$1) F_a = (0.4 \approx 0.5) F_y$$

$$2) A_{req} = \frac{P}{F_a} \quad A \geq A_{req}$$

$$3) \left[\left(\frac{KL}{r} \right)_x \left(\frac{KL}{r} \right)_y \right]_{\max}$$

$$4) C_c = \frac{6330}{\sqrt{F_y}} \begin{cases} F_y = 2400 \rightarrow C_c = 129 \\ F_y = 3600 \rightarrow C_c = 105 \end{cases}$$

$$5) \beta = \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}}{C_c}$$

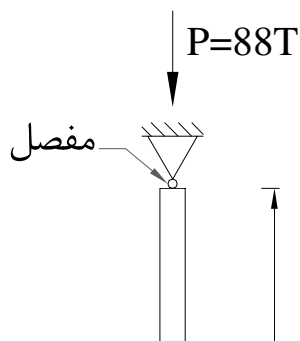
$$6) IF \quad \beta \leq 1 \Rightarrow GO \quad (7) , IF \beta > 1 \Rightarrow GO \quad (8)$$

$$7) F_s = 1.67 + 0.375B - 0.125B^3, F_a = \frac{1}{F_s} F_y (1 - 0.5B^2) \Rightarrow GO \quad (9)$$

$$(8) F_a = \frac{10.44 \times 10^6}{\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}^2}$$

$$(9) A_{req} = \frac{P}{F_a} \Rightarrow A \geq A_{req} \quad OK \quad unless \Rightarrow GO (2)$$

1- مطلوب است طراحی ستون دو سر مفصل شکل زیر از نیمرخ IPB. از انتقال جانبی دو انتهای ستون جلوگیری شده است. از فولاد نرمه با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ استفاده نمایید.



مل:

طرح اولیه:

$$K = 1 \longrightarrow KL = 1 \times 480 = 480 \text{ cm}$$

فرض تنش مجاز اولیه:

$$F_a = 814 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{814} = 108 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 260 بعنوان انتخاب اول:

$$A = 118 \text{ cm}^2 \quad r_x = 11.2 \text{ cm} \quad r_y = 6.58 \text{ cm}$$

کنترل:

$$KL / r = 480 / 6.58 \# 73 \xrightarrow{\text{جدول 1}} F_a = 1083 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{1083} = 81.25 < 118 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 220 بعنوان انتخاب دوم:

$$A = 91 \text{ cm}^2 \quad r_x = 9.43 \text{ cm} \quad r_y = 5.59 \text{ cm}$$

$$KL / r = 480 / 5.59 \# 86 \xrightarrow{\text{جدول 1}} F_a = 989 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{88000}{989} \#89 < 91 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

پس IPB 220 انتخاب می شود:

البته باید با توجه به شکل نسبت های عرض به ضخامت برای کمانش موضعی کنترل شود که این مسئله به خواننده واگذار می شود.

برای محاسبه F_a به جای استفاده از جدول 1 یا 2 می توان مستقیماً از روابط 40 تا 44 استفاده نمود.

$$C_c = \frac{6330}{\sqrt{2400}} = 129.21$$

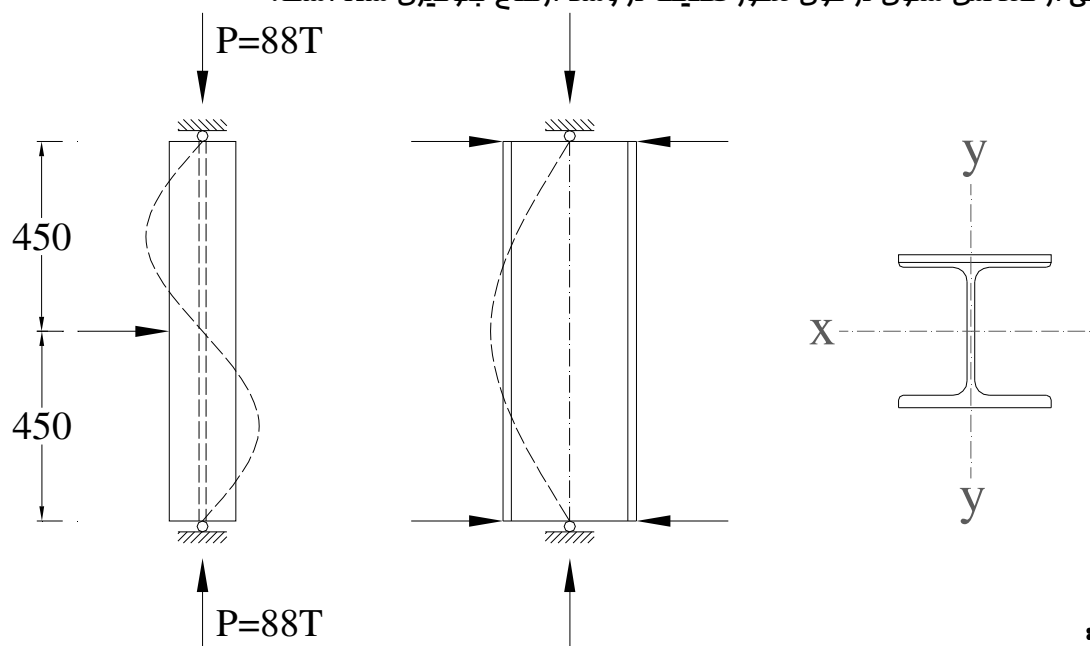
$$\beta = KL / R / C_c = 86 / 129.21 = 0.67 < 1$$

$$FS = 1.67 + 0.375 \times 0.67 - 0.125 \times 0.67^3 = 1.88$$

$$F_a = \frac{1}{1.88} \times 2400 (1 - 0.5 \times 0.67^2) = 990 \text{ kg/cm}^2$$

که مساوی با مقدار بدست آمده از جدول می باشد.

2- مطلوب است طراحی ستون نشان داده شده در شکل زیر از نیمرف IPB از فولاد نرمه سافتمانی با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$. ستون در بالا و پایین مفصلی بوده و از انتقال جانبی آن جلوگیری شده است. توسط یک مهار جانبی از کمانش ستون در مول محور ضعیف در وسط ارتفاع جلوگیری شده است.



مل:

با توجه به مشخصات تکیه گاههای اتکالی ضعیف طول موثر برابر (K_x) کمانش در دو محور موازی (الی) می باشد.

$$K_x = K_y = 1 \text{ پس}$$

$$K_x \times L_x = 1 \times 900 = 900 \text{ cm}$$

$$K_y \times L_y = 1 \times 450 = 450 \text{ cm}$$

طرح اولیه:

با فرض تنش مجاز اولیه $F_a = 800 \text{ kg/cm}^2$ داریم:

$$A = \frac{73000}{800} = 91 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 240 بعنوان انتخاب اول:

$$A = 106 \text{ cm}^2 \quad r_x = 10.3 \text{ cm} \quad r_y = 6.08 \text{ cm}$$

$$(KL/r)_x = 90/10.30 = 87.38$$

$$(KL/r)_y = 450/6.08 = 74.01$$

کمانش مول محور قوی x ماکم است با استفاده از جدول 1 ، مقدار تنش مجاز با توجه به لاغری 87.37 مقدار زیر به دست می آید:

$$F_a \# 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{73000}{980} = 74.50 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 220 بعنوان انتخاب دوم:

$$A = 91 \text{ cm}^2 \quad r_x = 9.43 \text{ cm} \quad r_y = 5.59 \text{ cm}$$

$$(KL/r)_x = 900/9.43 = 95.44 \quad (\text{حاکم است})$$

$$(KL/r)_y = 450/5.59 = 80.5$$

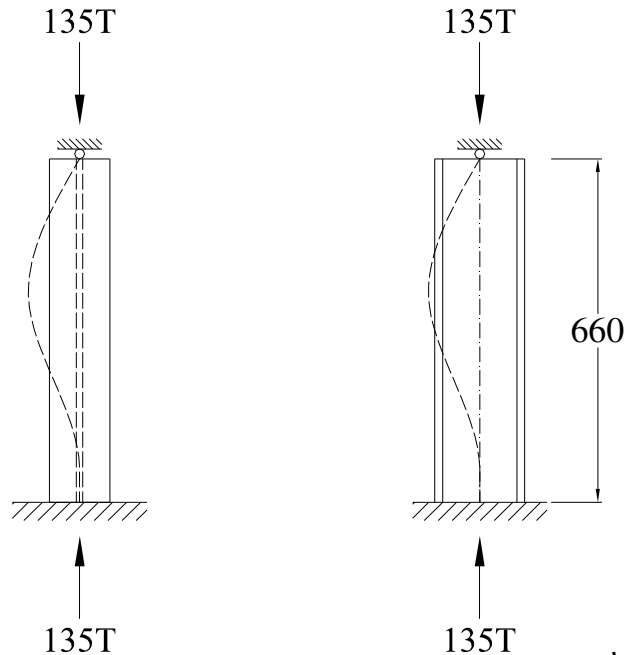
از جدول با توجه به مقدار لاغری 95.44 داریم:

$$F_a = 912 \text{ kg/cm}^2$$

پس IPB 220 انتخاب می شود.

$$A = 73000/912 = 80.04 \text{ cm}^2 < 91 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

5- مطلوب است طراحی ستون نشان داده شده در شکل زیر از نیم‌رخ IPB از فولاد نرمه، سافتمانی با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ برای کمانش حول هر دو محور ستون در بالا مفصلی و در پایین گیردار می باشد و از انتقال جانبی دو انتهای آن جلوگیری شده است.



مل:

با توجه به جدول 3 داریم:

$$K_x = K_y = 0.80$$

با فرض تنش مجاز اولیه:

$$F_a = 872 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{135000}{872} = 155 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

$$A_{req} = \frac{P}{F_a}$$

IPB 300 بعنوان انتخاب اول:

$$A = 149 \text{ cm}^2 \quad r_x = 13 \text{ cm} \quad r_y = 7.58 \text{ cm}$$

$$(KL/r)_x = 0.80 \times 660 / 13 \# 41$$

$$(KL/r)_y = 0.80 \times 660 / 7.58 \# 70 \quad (\text{حاکم است})$$

$$F_a = 1103 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{از جدول 1 با توجه به لاغری 70 داریم:}$$

$$A = \frac{135000}{1103} = 122.4 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 280 بعنوان انتخاب دوم:

$$A = 131 \text{ cm}^2 \quad r_x = 12.1 \text{ cm} \quad r_y = 7.09 \text{ cm}$$

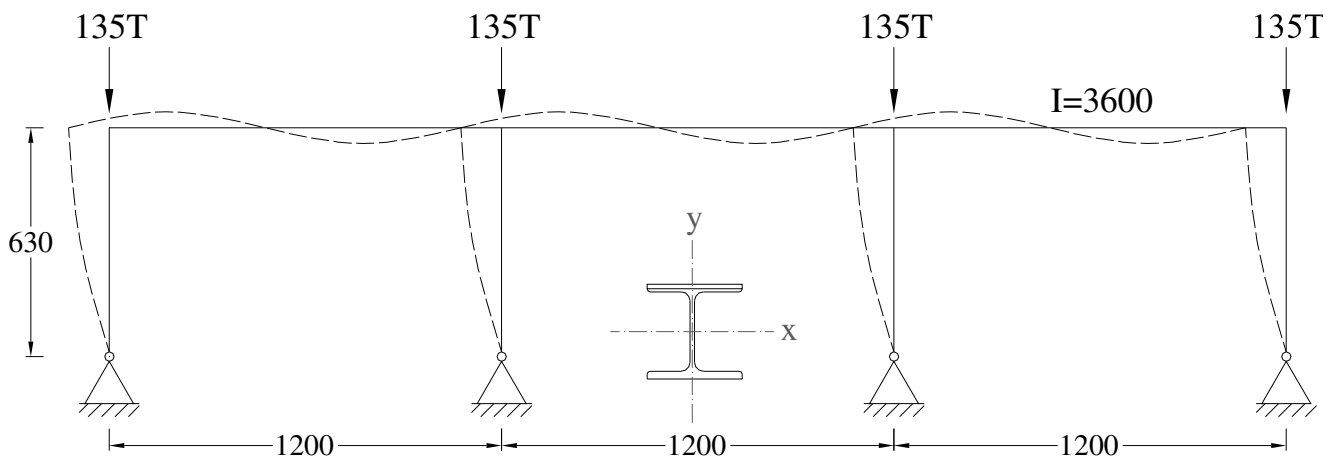
$$(KL/r)_x = 0.80 \times 660 / 12.1 \# 44$$

$$(KL/r)_y = 0.80 \times 660 / 7.09 \# 75 \longrightarrow F_a = 1069 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{135000}{1069} = 126 \text{ cm}^2 < 131 \text{ لازم}$$

پس انتخاب نهایی IPB 280 می باشد.

7- مطلوب است طراحی ستون A از قالب نشان داده شده در شکل زیر از نیم رخ IPB و فولاد نرمه ساقتمانی با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$. ستون مورد نظر تحت نیروی محوری 125 تن قرار دارد. در صفحه عمود بر صفحه قاب، ستون مورد بحث دارای مهار در بالا و پایین بوده و از انتقال جانبی دو انتهای آن جلوگیری شده است.



مل:

تعیین ضریب طول کمانش.

الف: کمانش حول محور y (کمانش در صفحه عمود بر صفحه قاب)

$$K=1$$

ب: کمانش حول محور x (کمانش در صفحه قاب)

برای مناسبه ضریب طول کمانش در صفحه قاب باید از نمودار شکل 20- ب استفاده گردد که برای این منظور لازم است ابتدا تخمینی از ممان اینرسی ستون داشته باشیم. در فرض اول با تنش مجاز $F_a = 900 \text{ kg/cm}^2$ ، اقدام به انتخاب یک نیمرف آزمایشی می نماییم.

$$A = \frac{P}{F_a} = 125000/900 = 139 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

IPB 280 بعنوان انتخاب اول:

$$A = 131 \text{ cm}^2 \quad I_x = 19270 \text{ cm}^4 \quad r_x = 12.1 \text{ cm} \quad r_y = 7.09 \text{ cm}$$

$$G_{top} = \frac{\sum I/L \text{ ستون}}{\sum I/L \text{ تیر}} = \frac{19270/630}{2 \times 36000/1200} = 0.51$$

$$G_{top} = 10$$

از نمودار $K_x = 1.8$ به دست می آید.

$$(KL/r)_x = 1.8 \times 630 / 12.1 \# 94 \quad (\text{حاکم است})$$

$$(KL/r)_y = 1 \times 630 / 7.09 \# 89$$

با استفاده از جدول $F_a = 928 \text{ kg/cm}^2$ به دست می آید.

$$A = 125000/928 = 134.70 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

پس IPB280 با جزیی سطح مقطع کوپکتر قابل قبول است.