

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





انتشارات دانشگاه فردوسی (مشهد) ، شماره ۱۰۹

طرح و محاسبه

# سازه‌های فولادی

تألیف

چالز. جی - سالمن

جان. ای - جانسن

ترجمه

فریدون ایرانی

عضو هیأت علمی دانشکده مهندسی

تابان ۱۳۶۸

نام کتاب : طرح و محاسبه سازه‌های فولادی  
تألیف : چالز. جی - سالمن و جان. ای - جانسن  
ترجمه : فریدون ایرانی  
ناشر : مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی (مشهد)  
چاپ و صحافی : چاپخانه مؤسسه  
تیراژ : ۳۰۰۰ نسخه  
تاریخ انتشار : پاییز ۱۳۶۸  
قیمت : ۱۵۲۰ ریال  
حق چاپ محفوظ

## فهرست مطالب

پانزده	پیشگفتار مولفین
نوزده	پیشگفتار مترجم
	فصل اول - مقدمه
۱	۱-۱- طرح سازه‌ها
۱	۱-۲- اصول طراحی
۲	شیوه طراحی
۳	۱-۳- تاریخچه سازه‌های فولادی
	۱-۴- بارها
۵	بار مرده
۵	بار زنده
۷	بار زنده بزرگ راه‌ها
۱۰	ضربه
۱۳	سربار برف
۱۴	بار باد
۱۵	بار زلزله
۱۷	۱-۵- انواع قطعات سازه‌های فولادی
۲۰	قطعات کششی
۲۰	قطعات فشاری
۲۱	تیرها

۲۲	بار محوری و خمشی
۲۳	۱ - ۶ - سازه‌های فولادی
۲۳	سازه‌های قابی
۲۴	سازه‌های پوسته‌ای
۲۴	سازه‌های معلق
۲۵	۱ - ۷ - آئین نامه‌ها و ضوابط ساختمانی
۲۶	۱ - ۸ - فلسفه‌های طراحی
۲۸	روش طرح بر اساس تنش موجود
۲۹	روش طرح خمیری
۲۹	روش طرح بر اساس ضرایب بار و مقاومت
۳۰	تاریخچه تکامل طراحی در AISC
۳۱	۱ - ۹ - ضریب اطمینان
۳۴	مراجع فصل اول
<b>فصل دوم - فولاد و خواص آن</b>	
۳۷	۲ - ۱ - فولادهای ساختمانی
۳۸	فولادهای کربنی
۳۹	فولادهای مقاوم
۳۹	فولادهای آلیاژی
۴۰	۲ - ۲ - فولاد پیچ
۴۱	۲ - ۳ - فولاد الکترودها
۴۳	۲ - ۴ - منحنی تنش - کرنش فولاد در درجه حرارت محیط
۴۶	۲ - ۵ - چقرمگی و فنریت
۴۹	۲ - ۶ - تنش تسلیم ( در تنش چند محوری )
۵۰	انرژی اعوجاج ( هوپر ، فن مایزر ، هنکی )
۵۱	تنش تسلیم برشی
۵۲	نسبت پواسن
۵۲	ضریب ارتجاعی برشی
۵۲	۲ - ۷ - عملکرد فولاد در درجه حرارت‌های بالا

۵۵	۲-۸- کار سرد و سخت گردانی کرنشی
۵۷	۲-۹- ترد شکنی
۵۸	تاثیر دما
۵۸	تاثیر تنش چند محوری
۶۱	تنش سه محوری حاصل از جوشکاری
۶۱	تاثیر ضخامت
۶۲	تاثیر بارهای جنبشی ( دینامیک )
۶۴	۲-۱۰- پارگی لایه‌ای
۶۶	۲-۱۱- استحکام خستگی
۷۲	۲-۱۲- مقاومت در برابر خوردگی و فساد و فولادهای خود حفاظ
۷۵	مراجع فصل دوم

#### فصل سوم - قطعات کششی

۷۷	۳-۱- مقدمه
۸۲	۳-۲- اثر تنش‌های پس ماند
۸۷	۳-۳- تنش‌های مجاز
۹۱	۳-۴- مقطع خالص
۹۸	۳-۵- بررسی دقیق قطعه کششی
۱۰۸	۳-۶- سطح خالص مؤثر
۱۱۱	۳-۷- میلگردهای کششی
۱۱۳	۳-۸- صلبیت خمشی قطعات کششی
۱۱۵	۳-۹- انتقال نیرو در اتصال قطعات
۱۲۱	۳-۱۰- قطعات کششی با اتصال جوشی
۱۲۲	مسائل
۱۲۷	مراجع فصل سوم

#### فصل چهارم - پیچ و مهره

۱۲۹	۴-۱- انواع وسایل اتصال
۱۲۹	پیچ‌های با مقاومت بالا

۱۳۰	پرچ‌ها
۱۳۱	پیچ‌های خام
۱۳۲	پیچ‌های دقیق
۱۳۲	پیچ‌های آجدار
۱۳۳	۴ - ۲ - تاریخچه پیچ‌های با مقاومت بالا
۱۳۵	۴ - ۳ - علل عدم کاربرد پرچ
۱۳۷	۴ - ۴ - جزئیات پیچ‌های با مقاومت بالا و فرآیندهای پیچ کاری
۱۳۹	بار دوام پیچ‌ها
۱۴۱	فنون نصب
۱۴۲	۴ - ۵ - انتقال بار توسط ابزار اتصال
۱۴۸	تنش‌های قراردادی
۱۵۰	۴ - ۶ - اتصالات برشی
۱۵۱	مقاومت برشی
۱۵۲	لهبیدگی سوراخها در برابر فشار پیچ‌ها
۱۶۰	نکات مهم در طرح اتصالات پیچی قطعات کششی و فشاری
۱۶۱	۴ - ۷ - اتصالات اصطکاکی
۱۶۶	۴ - ۸ - برش با خروج از مرکزیت
۱۶۷	تحلیل به روش ارتجاعی قدیمی
۱۷۴	تحلیل به روش ارتجاعی تصحیح شده
۱۷۶	تحلیل به روش مقاومت نهایی
۱۸۳	روش طرح عملی ( پیشنهادی )
۱۸۶	رابطه طراحی اتصالات با یک ردیف پیچ تحت لنگر
۱۹۲	۴ - ۹ - پیچ و پرچ تحت اثر کشش
۱۹۸	۴ - ۱۰ - برش و کشش توأم
۱۹۹	اتصالات برشی متعارف
۲۰۲	اتصالات اصطکاکی متعارف
۲۰۹	کشش و برش حاصل از بار یا خروج از مرکزیت
۲۱۱	کشش حاصل از لنگر خمشی در اتصالات پیش تنیده
۲۱۴	در نظر گرفتن کشش اولیه - روش ساده



۲۱۸	۴ - ۱۱ - طرح خمیری اتصالات با پیچ مقاومت بالا
۲۱۸	مسائل
۲۲۸	مراجع فصل چهارم
	فصل پنجم - جوش
۲۳۱	۵ - ۱ - مقدمه
۲۳۳	۵ - ۲ - روش‌های عمده جوشکاری
۲۳۴	جوشکاری خود حفاظ با قوس الکتریک
۲۳۵	جوشکاری با قوس غوطه‌ور
۲۳۶	جوشکاری با حفاظ‌گازی
۲۳۷	جوشکاری با الکتروود مغزه پودری
۲۳۸	۵ - ۳ - جوش‌پذیری فولاد ساختمانی
۲۳۹	۵ - ۴ - انواع درزهای جوش
۲۴۰	درز رویهم
۲۴۱	درز T
۲۴۲	درز کنج
۲۴۲	درز پیشانی
۲۴۲	۵ - ۵ - انواع جوشها
۲۴۳	جوش لب
۲۴۴	جوش گوشه
۲۴۴	جوش انگشتانه و کام
۲۴۵	۵ - ۶ - علائم جوشکاری
۲۴۹	۵ - ۷ - عوامل مؤثر در کیفیت جوش اتصالات
۲۵۰	انتخاب صحیح الکتروود ، دستگاه جوش و فرآیند جوشکاری
۲۵۱	آماده کردن مناسب لبه اتصالات
۲۵۲	کنترل اعوجاج
۲۵۴	۵ - ۸ - عیوب احتمالی جوش
۲۵۴	اختلاط ناقص
۲۵۵	نفوذ نامناسب جوش

۲۵۶	تخلخل جوش
۲۵۶	گود افتادگی
۲۵۶	اختلاط سرباره با جوش
۲۵۷	ترک خوردگی
۲۵۷	۹-۵- بازرسی و کنترل
۲۵۹	۱۰-۵- رعایت اقتصاد در ایجاد اتصالات و قطعات مرکب
۲۶۱	۱۱-۵- محدودیت های ابعادی جوش گوشه
۲۶۲	حداقل اندازه، جوش
۲۶۲	حداکثر اندازه، جوش گوشه کنار ورقها
۲۶۲	حداقل طول موثر جوش گوشه
۲۶۵	۱۲-۵- تنشهای مجاز جوش
۲۶۶	۱۳-۵- سطح موثر جوشها
۲۶۷	در جوش لب
۲۶۷	در جوش گوشه
۲۶۸	در جوش انگشتانه و کام
۲۶۹	حداکثر اندازه، موثر جوش گوشه
۲۷۱	۱۴-۵- توزیع تنش در جوش گوشه
۲۷۴	۱۵-۵- اتصالات جوش قطعات کششی و فشاری
۲۷۴	با جوش لب
۲۷۶	با جوش گوشه
۲۸۱	با جوش انگشتانه و کام
۲۸۶	۱۶-۵- اتصالات جوشی با خروج از مرکزیت
۲۸۸	برش با خروج از مرکزیت
۲۹۵	برش و لنگر خمشی
۲۹۸	طراحی خطوط جوش تحت اثر لنگر خمشی
۳۰۰	مسائل
۳۰۵	مراجع فصل پنجم

فصل ششم - قطعات فشاری

۱ - ستونها

۳۰۷	۱ - ۶ - کلیات
۳۰۷	۲ - ۶ - کمانش ارتجاعی الر و سابقه تاریخی آن
۳۱۰	۳ - ۶ - مقاومت ستونها
۳۱۲	۴ - ۶ - کمانش غیر ارتجاعی
۳۱۴	نظریه مدول دوگانه
۳۱۸	۵ - ۶ - تنش پس ماند
۳۲۱	۶ - ۶ - نقش تنشهای پس ماند در منحنی استحکام ستونها
۳۲۳	۷ - ۶ - منحنی مقاومت " شورای تحقیقاتی پایداری سازه ها "
۳۲۶	۸ - ۶ - مبادلات طراحی بر طبق ضوابط AISC
۳۲۷	ضوابط AISC در مورد ابعاد مقاطع قطعات فشاری
۳۴۱	مقدار ضریب Q
۳۴۵	۹ - ۶ - طول موثر
۳۴۷	نمودار ژولیان لرنس
۳۵۱	۱۰ - ۶ - طراحی نیمرخهای I شکل تحت اثر بار فشار محوری
۳۶۱	۱۱ - ۶ - فرمولهای طراحی بر اساس سایر آئین نامه ها
۳۶۲	ضوابط AASHTO-77
۳۶۲	فرمول سکانت
۳۶۵	۱۲ - ۶ - تاثیر برش در بار بحرانی ستونها
۳۶۸	ستونهای بست دار
۳۶۹	مقاومت کمانشی ستون مرکب
۳۷۳	۱۳ - ۶ - طراحی ستونهای بست دار
۳۷۳	ضوابط AISC در طراحی ستونهای مرکب از چند نیمرخ

۲ - صفحات

۳۹۰	۱۴ - ۶ - مقدمه ای بر پایداری صفحات
۳۹۱	مبادلات دیفرانسیل خمش صفحات همگن
۳۹۸	کمانش صفحه تحت اثر بار فشاری یکنواخت

۴۰۳	۶-۱۵ - مقاومت ورقها تحت بار یکنواخت فشاری در دولبه، متقابل
۴۰۹	۶-۱۶ - روشهای جلوگیری از کمانش ورقها در طرح ارتجاعی AISC
۴۱۲	۶-۱۷ - ضوابط مربوط به کمانش ورقها در طرح خمیری
	۶-۱۸ - پیش‌بینی‌های AISC به منظور در نظر گرفتن مقاومت کمانشی و بعد
۴۱۵	کمانشی عناصر ورق شکل
۴۱۷	مقاومت کلی ستون
۴۲۰	مقدار ضریب شکل $Q_p$ برای عناصر تقویت شده
۴۲۴	۶-۱۹ - طراحی قطعات فشاری هرگاه امکان کمانش موضعی وجود داشته باشد
۴۳۱	مسائل
۴۳۷	مراجع فصل ششم

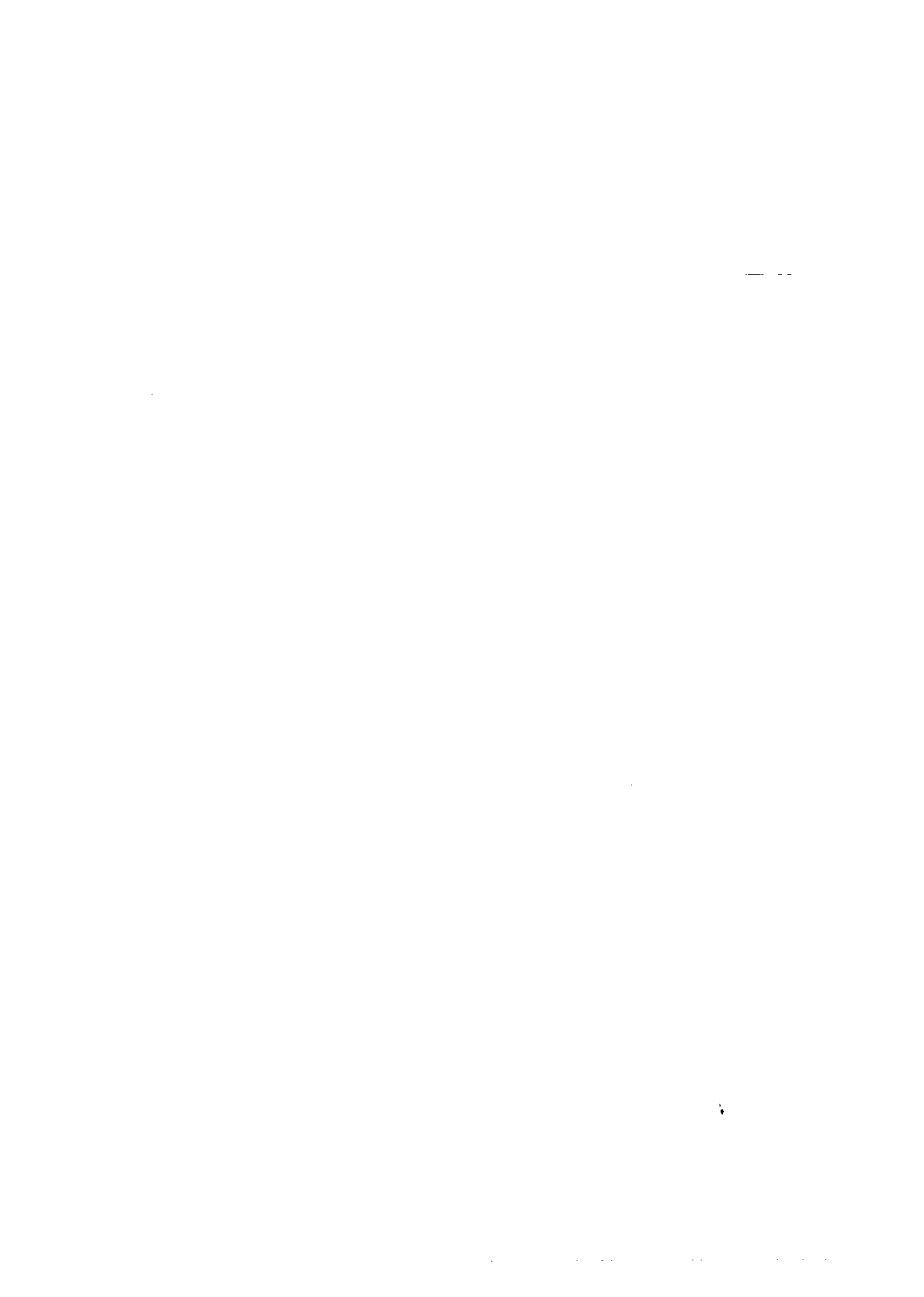
#### فصل هفتم - تیرها با تکیه‌گاه جانبی

۴۴۱	۷-۱ - مقدمه
۴۴۲	۷-۲ - خمش ساده نیمرخهای متقارن
۴۴۳	۷-۳ - طراحی بر اساس مقاومت تیر
۴۴۶	روش طرح ارتجاعی
۴۵۰	روش طرح خمیری
۴۵۱	مشخصات ابعادی مقطع در طرح خمیری
۴۵۴	۷-۴ - خیز
۴۵۸	آب انباشتگی در سقف‌های تخت
۴۷۱	۷-۵ - برش در تیرهای نورد شده
۴۷۵	روش ارتجاعی AISC
۴۷۸	روش طرح خمیری
۴۷۸	۷-۶ - لپیدگی جان و ورق‌های زیر سری
۴۸۰	روش طرح خمیری
۴۸۲	۷-۷ - اثر سوراخ در تیرها
۴۸۴	سوراخ جان
۴۸۵	۷-۸ - نظریه، خمش در حالت کلی
۴۸۶	هرگاه خمشی فقط در صفحه yz باشد

۴۸۷	هر گاه خمشی فقط در صفحه $XZ$ باشد
۴۸۸	هر گاه خمش در هیچیک از صفحات $XZ$ و $YZ$ نباشد
۴۸۹	محورهای اصلی
۴۸۹	شیب محور اصلی
۴۹۵	۷-۹ - خمش دو محوری مقاطع متقارن
۵۰۱	۷-۱۰ - مقاطع نامتقارن
۵۰۵	مسائل
۵۱۰	مراجع فصل هفتم

#### ضمیمه

۵۱۳	انواع متداول نیمرخهای نورد شده
۵۱۳	نیمرخ I باریک
۵۱۴	نیمرخ IPE
۵۱۵	نیمرخ بال پهن
۵۱۷	نیمرخ ناودانی
۵۱۸	نیمرخ نهشی
۵۱۹	نیمرخ سه‌ری
۵۲۰	میل‌گرد
۵۲۱	جداول نیمرخهای ساختمانی



## پیشگفتار مؤلفین

چاپ دوم این کتاب تغییرات مداوم ضوابط طراحی سازه‌های فولادی را نشان می‌دهد. طراحی قطعات سازه‌های فولادی در طی ۷۵ سال از شکل بسیار ساده خود که تنها براساس چند مشخصه فولاد و ریاضیات مقدماتی استوار بوده است به برخوردی ماهرانه و پیچیده که متضمن هئوماتی کافی از مقاومت مصالح، تحلیل سازه‌ها و مخصوصاً "پایداری سازه‌ها و اطلاع از مقررات ایمنی کشور می‌باشد تغییر یافته است. عمده‌ترین قواعد متداول حاکم بر طراحی سازه‌های فولادی متعلق به موسسه آمریکایی ساختمانهای فولادی (AISC) است.

در چاپ دوم این کتاب از ضوابط سال ۱۹۷۸ میلادی AISC که از اول نوامبر سال ۱۹۷۸ لازم الاجرا گردیده است استفاده شده است.

فلسفه‌های طراحی حاکم بر چاپ دوم کتاب همان فلسفه‌های سابق بر طرفدار چاپ اول کتاب است که در سال ۱۹۷۱ میلادی منتشر گردید. در چاپ اخیر سعی شده است که زمینه‌های نظری برای درک ضوابط طراحی توضیح داده شود. به همراه معرفی مراجع لازم جهت توضیح ضوابط AISC به منظور درک کامل مطالب کتاب از تعداد زیادی مثال تشریحی با جزئیات لازم استفاده شده است، در این مثالها انتخاب مستدل منوط به تعیین حداقل وزن در محاسبات می‌باشد.

در مورد مفهوم پایداری ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه‌ها تا میزانی که دانشجویان بتوانند به درک قابل قبولی در جهت اعمال صحیح و لازم AISC دست یابند تأکید شده است. نحوه‌ی توضیح مطلب به گونه‌ای است که خواننده می‌تواند بررسی و مطالعه نکات پایداری را با شکل دقیق و یا عملی آن انتخاب نماید.

در ضوابط AISC سال ۱۹۷۸ میلادی فلسفه حاکم بر طراحی سازه‌های فولادی فلسفه سنتی عملکرد ارتجاعی تحت اثر بارهای کاربردی است. این فلسفه قسمت اول آئین نامه را

تشکیل می‌دهد. فلسفه بار نهایی که در اثر بارهای نهایی (حاصل‌ضرب بار کاربرد) در ضرب (بار) حاصل می‌شود در قسمت دوم آئین نامه و در قسمتی که به روش طرح خمیری مربوط می‌شود آورده شده است. روش طرح خمیری حالتی از فلسفه بار نهایی است که طی آن استحکام نهایی برابر با استحکام خمیری می‌گردد. در متن کتاب زمینه نظری مطالب آئین نامه نیز ذکر شده است. این مطالب به همراه مثالهای عددی به گونه‌ای بیان شده است که خواننده می‌تواند به صورت جداگانه عملکرد ارتجاعی یا خمیری قطعات را مورد مطالعه قرار دهد.

متناسب با میزان قابلیت مورد نیاز، از این کتاب می‌توان به عنوان کتاب درسی برای دو درس سه تا چهار واحدی استفاده کرد. پیشنهاد می‌شود، درس اول که جهت دانشجویان کارشناسی خواهد بود از مطالب فصل‌های ۱ تا ۷، ۹، ۱۰ و ۱۲ با حذف بندهای غیرضروری انتخاب گردد. بدیهی است که مطالب درس دوم را مابقی مطالب کتاب تشکیل خواهد داد. ممکن است خواننده مجبور گردد که همزمان با استفاده از کتاب از کتاب راهنمای AISC

نیز استفاده کند. آئین نامه AISC به همراه توضیحات آن در کتاب راهنمای AISC جمع‌آوری شده است. البته سعی شده است که نکات لازم آئین نامه فوق در قسمتهای مختلف کتاب نیز گنجانده شود.

نکات برجسته در مطالب چاپ دوم کتاب به قرار زیر است (الف) طراحی قابل فهم قطعات I شکل تحت اثر پیچش (فصل هشتم) با ارائه روش عملی آن (ب) شرح جزئیات نظریه تیرورقها (فصل یازدهم) با ارائه مثالی تشریحی که شامل تیرورقی در دودخانه و بادونوع فولاد متفاوت است. (ج) شرح جامع اتصالات (فصل سیزدهم) که شامل ساخت توضیحی در مورد تعیین اجزاء اتصالات می‌باشد. شرح مبسوطی در باره پیچهای مقاومت بالا (فصل چهارم) و جوش (فصل پنجم) و (د) بررسی اختصاصی تکیه‌گاههای جانبی تیرها و ستونها (فصل نهم) ، قابها و بررسی پایداری قابهای صلب از نکات برجسته چاپ اخیر است.

مؤلفین مدیون دانشجویان، همکاران و سایر کسانی هستند که با مطالعه چاپ اول کتاب خطاهای آن را یادآور شده‌اند. خطاهای فوق الذکر با دقت مورد بررسی قرار گرفته و در چاپ اخیر اصلاح گردیده است. مؤلفین بیش از همه از تذکرات فراوان پرفسور ج. س. اسمیت از دانشگاه ایالتی کارولینای شمالی و لی‌لاند س. ریگز از انستیتو تکنولوژی جورجیا و ناصح دکتور ریموند ح. ر. تایید از AISC و دکتور ژوزف ا. بیورا از دانشگاه تگزاس در مورد تیرهای بدون تکیه‌گاه جانبی و پیشنهادات دکتور جای هونگ‌یو از دانشگاه مارکت در مورد پیچش و از همکاری AISC توسط فرانک و. استاکول، فردریک پالمر، ریموند ح. ر. تایید و روبرت لورنز



تشکر می‌کند .

از خوانندگان چاپ دوم تقاضا دارد در هر موردی از کتاب با تذکرات لازم مخصوصاً " یادآوری اشتباهات کتاب به منظور بهبود آن مولفین را یاری نمایند .  
مولف اول کتاب مدیون همسر خود بت است زیرا بدون تشویق وی مطمئناً "بازنگری کتاب ناتمام باقی می‌ماند

چارلز ج . سلمن - جان ئی . جانسن



## پیشگفتار مترجم

یکی از عوامل مؤثر در اعتلای سطح علمی دانشجویان، به موازات بهره‌گیری از اساتید لایق در امر آموزش وجود مراجع مفید در زمینه‌های مختلف آموزش است. تأمین مراجع لازم برای برخی از دروس مهندسی، شاید به دلیل عدم تغییر مفاد آنها در طول زمان، غالباً به صورت ترجمه‌ای از کتب معتبر و مفید خارجی به اندازه کافی در اختیار علم‌آموزان قرار می‌گیرد. ولی در زمینه طراحی و یا اجرایی چنین امکان انتخاب نسبتاً وسیعی در دسترس طراحان و دانشجویان نیست.

مترجم کتاب، از دیرباز قصد داشت کتابی که بتواند نکات ریز و درشت طراحی سازه‌های فولادی را دربرگیرد به علاقمندان این فن ارائه دهد؛ خوشبختانه این مهم با تألیف کتاب *Steel Structures Design and Behavior* توسط آقایان سالمن (Salmon) و جانسن (Johnson) ممکن گردید.

یکی از نارسایی‌های کتاب مؤلفین برای خوانندگان ایرانی آن استفاده از دستگاه آحاد انگلیسی و نیمرخهای استاندارد آمریکایی است. این مشکل با جایگزینی دستگاه آحاد SI و نیمرخهای متداول در بازار فولاد ایران مرتفع گردید.

چون از دیرباز مهندسين به استفاده از کیلوگرم به عنوان واحد نیرو و سانتیمتر برای واحد طول عادت دارند و برای اغلب آنان واحدی به جز  $\text{Kg}/\text{Cm}^2$  برای تنش ملموس نیست و از طرف دیگر عملاً می‌توان یک بار (bar) را معادل با یک کیلوگرم بر سانتیمتر مربع دانست لذا ترجیح داده شد که مقادیر تنش با واحد بار بیان شود.

از مقایسه متن کتاب حاضر با کتاب مؤلفین ملاحظه خواهد شد که در برخی از موارد مطالبی اضافه بر متن کتاب اصلی ذکر شده است، این اضافات نیز در جهت تکمیل مطلب آورده شده است که لهنیدوارم مورد تأیید اساتید فن قرار گیرد.

مترجم از همکازی آقای دکتر اسماعیل آیتی که مطالب کتاب را مطالعه و در جهت تصحیح آن پیشنهادهای ارزنده‌ای ارائه دادند صمیمانه سپاسگزاری می‌کند .  
از دست اندرکاران مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی که با امکانات ناچیز خود چاپ این کتاب را به نحو شایسته‌ای انجام دادند خالصانه تشکر می‌شود .  
بدیهی است این کتاب با توجه به محتویات آن خالی از لغزش و خطای علمی و چاپی نخواهد بود ، انتظار می‌رود دانش پژوهان و دانشجویان عزیز با تذکر نظرهای اصلاحی خود بر مترجم منت گذارند .  
در خاتمه امید است این خدمت ناچیز مورد توجه و قبول اهل فن قرار گیرد .

فریدون ایرانی  
استادیار دانشکده مهندسی  
بهمن ماه ۱۳۶۷

## مقدمه

### ۱-۱ = طرح سازه (۱)

طرح سازه را میتوان به مجموعه‌ای از هنر و علم مهندسی که با بینش مجرب مهندسی از عملکرد سازه تحت اثر عوامل خارجی، عحین شده باشد اطلاق کرده‌بدی‌بی است طراح سازه باید معلومات کاملی از استاتیک، دینامیک، مقاومت مصالح و تحلیل سازه‌ها داشته باشد تا بتواند سازه‌ای اقتصادی، ایمن و منطبق بر هدف مورد نظر طرح نماید.

تا حدود سالهای ۱۸۵۰ میلادی طرح سازه عملاً "به هنری اطلاق میشد که بر اساس آن به تعیین ابعاد و آرایش عناصر سازه می پرداختند. سازه‌ها نیز اصولاً برطبق مشاهدات بشر از طبیعت ایجاد میشد و بدین ترتیب تیرها و طاقها (۲) عناصر اصلی تشکیل دهنده سازه‌ها بودند. پس از آنکه اصول و مبانی حاکم بر عملکرد سازه‌ها و مصالح ساختمانی پیشرفت نمود طراحی نیز روز بروز شکلی علمی تر بخود گرفت.

محاسباتی که حاوی اصول علمی باشد می تواند منحصرأ بعنوان راهنما در تصمیم‌گیری، دخالت کند و هرگز نباید از چنان محاسباتی کورکورانه تبعیت کرد. علی‌الاصول هنر یا بصیرت یک مهندس مجرب نقش اصلی را در تصمیمات طراحی ایفا خواهد کرد. تصمیماتی که راهنمایی جز نتایج محاسباتی ندارند.

### ۱-۲ = اصول طراحی

طرح عملی است که در طی آن بهترین راه حل بدست آید. درین کتاب غرض از طرح طرح سازه‌های فولادی خواهد بود. در هر طرحی ضوابط (۳) متعددی بمطورتاً مین بهینه‌بودن آن وجود دارد. برای یک سازه چنین ضوابط متعارفی می‌تواند:

- 
- (1) structural design      (2) arches  
(3) criteria

الف - حداقل هزینه

ب - حداقل وزن

ج - حداقل زمان ساخت

د - حداقل کارگر

ه - حداقل هزینه ساخت برای کارفرما

و - حداکثر بهره‌دهی برای کارفرما

باشد. معمولاً ضوابط بررسی متعدد می‌باشند و سنجش هریک از آنها نیز لازم است. ملاحظه ضوابط فوق‌الذکر دیده می‌شود که تعیین ضوابط کمی<sup>(۱)</sup> (نظیر وزن و هزینه) جهت رسیدن به بهترین طرح مشکل و حتی غیرممکن است از این‌رو در اغلب موارد مقایسه انجام شده بصورت کیفی<sup>(۲)</sup> خواهد بود.

اگر بتوان ضوابط علمی مخصوصی که براساس روابط ریاضی استوار شده است تعیین نمود

در آن صورت میتوان از فن بهینه‌سازی<sup>(۳)</sup> بمنظور دستیابی به حداکثر و یا حداقل تابع علمی فوق‌الذکر استفاده نموده‌روش و فن بهینه‌سازی بخودی خود موضوع کاملی است که در هر صورت شرح آن خارج از موضوع این کتاب می‌باشد. در هر صورت قاعده کلی حداقل وزن که خود می‌تواند بیانگر حداقل هزینه نیز باشد ضابطه متناسبی جهت طرح سازه بحساب می‌آید و البته سایر ضوابط علمی را نیز نباید فراموش کرد. گرچه در این کتاب فقط ضابطه علمی ساده‌ای نظیر وزن یا هزینه به عنوان معیار سنجش در طرح قطعات سازه‌های فولادی در نظر گرفته شده است.

شیوه طراحی:

طراحی را می‌توان مجموعه‌ای از دو قسمت، طرح عملکردی<sup>(۴)</sup> و طرح اسکلت سازه<sup>(۵)</sup> دانست. طرح عملکردی به طراحی گفته می‌شود که در طی آن عملکرد سازه در مسیر اهداف آن بررسی می‌شود نظیر:

الف - ایجاد فضاهای کار مناسب

ب - پیش‌بینی لازم جهت تهویه و تبرید سازه

ج - تسهیلات مناسب نظیر بالابرها، پلکان، جرانتالها و ماشین آلات لازم جهت

(1) measurable criteria (2) qualitative

(3) optimization technique (4) functional design

(5) structural framework design

جابجایی لازم .

د - روشنایی مناسب

هـ - جلوهٔ زیبایی‌های معماری سازه

در طرح اسکلت سازه آرایش و ابعاد قطعات سازه بنوعی انتخاب میشود که اسکلت (۱) آن بتواند تحت اثر بارگذاری‌های مختلف ایمنی لازم را داشته باشد .

جهت طرح سازه می‌توان از روش گام به گام زیر سود جست :

۱ - برنامه ریزی . تعیین اهدافی که بدان منظور سازه ایجاد میشود و تعیین ضوابطی که بر طبق آنها طرح بهینه ارزیابی خواهد شد .

۲ - شکل اولیهٔ سازه با در نظر گرفتن عواملی که گام ۱ را تأمین خواهند نمود .

۳ - تعیین بارهایی که توسط سازه تحمل خواهند شد .

۴ - انتخاب اولیهٔ قطعات بر اساس تصمیمات حاصل از گام‌های ۱ ، ۲ و ۳ انتخاب ابعاد قطعات بنحویکه بر طبق ضابطهٔ علمی حداقل وزن (یا هزینه) انجام گرفته باشد بعمل می‌آید .

۵ - تحلیل ، تحلیل سازه بمنظور اطمینان از باربری ایمن قطعات انجام میگردد . در این مرحله کنترل مقاومت (۲) و پایداری (۳) قطعات و اتصالات بررسی خواهد شد .

۶ - ارزیابی ، آیا کلیه اهداف مورد نظر تأمین می‌شود و آیا نتایج حاصله مناسب‌ترین است ؟ مقایسه نتایج با ضوابط از پیش معین شده چگونه است ؟

۷ - طرح مجدد ، پس از ارزیابی لازم است که گامهای ۱ الی ۶ مجدداً در مورد پروژه بررسی شود ، گام‌های ۱ الی ۶ بیان‌کننده گامهای متوالی طراحی است ، در این کتاب تنها گام‌های ۳ الی ۶ مورد نظر است زیرا که شکل سازه و بارهای خارجی جزء مفروضات خواهد بود .

۸ - تصمیم نهایی ، در این مرحله معلوم می‌گردد که طرح انتخابی بهترین طرح می‌باشد یا خیر .

۱ - ۳ = تاریخچه سازه‌های فولادی :

استفاده از فلز بعنوان یکی از مصالح ساختمانی با کاربرد چدن در طاقی قوسی بادخانهٔ

(1) framework

(2) strength

(3) stability

۳۰ متر، در انگلستان، که در سالهای ۱۷۷۷ - ۱۷۷۹ میلادی انجام گرفت\* (۱) شروع گردید. تعداد زیادی پل‌های ساخته شده از چدن، طی سالهای ۱۷۸۰ - ۱۸۲۰ بشکلی که اغلب آنها از شاهپشتهایی مستقل و چدنی که به صورت‌های تیر یا خرپا طرح میشدند احداث گردید. از چدن تا سال ۱۸۴۰ میلادی به عنوان زنجیر اتصال پل‌های معلق نیز استفاده میشد. پس از سال ۱۸۴۰ میلادی آهن شکل بافته (۱) جای چدن را گرفت که مهمترین نمونه کاربرد آن پل بریتانیا (۲) بر روی تنگه مانی (۳) در ویلز (۴) می‌باشد که ساختمان آن در سالهای ۱۸۴۶ - ۱۸۵۰ انجام گرفت. شاهپشته‌های پل از نیمرخ قوطی بادخانه‌های ۷۰ - ۱۴۰ - ۱۴۰ - ۷۰ ساخته شده است که کلا "از ورق و نبشی‌های تهیه شده از آهن شکل یافته تشکیل گردیده است.

همان صورت که کاربرد چدن و آهن شکل یافته توسعه می‌یافت نورد نیمرخ‌های مختلف نیز توسعه پیدا می‌یافت. از سالهای ۱۷۸۰ میلادی بصورت صنعتی نورد تیرها آغاز شد و نورد ریل در حدود سال ۱۸۲۰ میلادی شروع و تدریجاً تبدیل به نیمرخ‌های I شکل گردید. آغاز استفاده از فرآیند کوره بسم (۵) (۱۸۵۵ میلادی)، صنعتی شدن مبدل‌های بسم (۶) و کوره‌های باز سبب شد که معادن آهن سرعت استخراج شده و در صنعت ساختمان سازی از آن استفاده شود (۱۸۷۰ میلادی). از سال ۱۸۹۰ میلادی فولاد جای آهن شکل یافته را گرفت. و به عنوان یکی از مصالح اصلی ساختمان شمرده شد. در حال حاضر (۱۳۶۵ هجری شمسی) فولادهای متنوعی با تنش‌های تسلیم (۷) مختلف از ۱۶۵۰ بار الی ۶۹۰۰ بار جهت مصارف سازه‌های فولادی عرضه میشود.

#### ۱ - ۴ = بارها

تعیین دقیق بارهایی که بر سازه یا قطعه‌ای از یک سازه وارد خواهد شد قابل پیش‌بینی کامل نمی‌باشد. حتی اگر وضعیتی از بارهای وارده بر سازه بخوبی معین شده باشد باز هم توزیع

\* هرگاه عددی لاتین در داخل دو پرانتز ذکر گردد غرض ارجاع به یکی از منابع مولفین کتاب است.

- |                     |                       |
|---------------------|-----------------------|
| (1) wrought iron    | (2) Brittanian Bridge |
| (3) Menai Straits   | (4) Walse             |
| (5) Bessmer process | (6) Bessmer converter |
| (7) yield stress    |                       |



آن بار از قطعه‌ای به قطعه دیگری از سازه عموماً "محتاج به فرضیات و قبول تقریبات مختلف خواهد بود. برخی از انواع متداول بارها ذیلاً" شرح داده شده است.

#### بار مرده

بار مرده بیان کننده وزن بارهایی بر سازه است که امکان جابجایی آن بارها نسبت به سازه ممکن نباشد و چون جهت اثر آنها همواره در محلی معین و در راستای شتاب ثقل است لذا به آنها بار مرده گفته میشود. وزن سازه و کلیه الحاقاتی که به سازه متصل است بار مرده به حساب می‌آیند. لوله‌ها، کابل برق، کانالهای تهویه هوا، وسایل روشنایی، پوشش کف، پوشش سقف، سقف‌های معلق از جمله عناصری هستند که در طول عمر سازه با آن همراه خواهند بود و از آن جدا نخواهند شد.

معمولاً تعیین بارهای مرده تا زمانی که طرح سازه کامل نشده است به صورت دقیق ممکن نمی‌باشد. بدین جهت در گامهای ۳، ۴ و ۵ شیوه طراحی که در بند (۱ - ۲) شرح آن داده شد، وزن سازه و یا وزن قطعات سازه به صورت تخمینی در نظر گرفته شده و قطعه سازه انتخاب می‌گردد و پس از محاسبات، تجدیدنظر لازم در اوزان محاسباتی به عمل خواهد آمد، معمولاً قبل از طرح وزن مرده الحاقات سازه با تقریبی قابل قبول معلوم خواهد شد.

#### بار زنده

بار زنده بیان کننده بارهایی است که در راستای شتاب ثقل بر سازه اثر کرده و همواره محل و مقدار آن قابل تغییر خواهد بود. وزن افراد، مبلمان، وسایل متحرک، وزن اتومبیل و کالاهای انبار شده نمونه‌هایی از بار زنده به حساب می‌آیند. برخی از بارهای زنده عملاً به صورت دائم وجود داشته و برخی دیگر شدیداً متغیر می‌باشند و از آنجائیکه طبیعت وزن، موقعیت و شدت بارهای مختلف زنده نامعلوم است تعیین مقدار و موقعیت واقعی این چنین بارها مشکل خواهد بود.

از آنجائیکه ایمنی استفاده از سازه‌ها ایجاب می‌کند، بارهای زنده به عنوان بارهای عادی ساختمان توسط آئین نامه‌های مربوطه تعیین می‌شود. ارقام مربوط به این چنین بارها معمولاً بصورت تجربی و محافظه کارانه تعیین شده و چنان رابطه دقیقی با ارقام محاسباتی ندارند. اگر در محلی آئین نامه‌ای مربوط به آن محل وجود نداشته باشد می‌باید از آئین نامه کلی کشور استفاده شود. در جدول (۱ - ۱) برخی از بارهای زنده متعارف ذکر گردیده است.

جدول ۱-۱ - بارهای زنده متداول در ساختمانها (بصورت گسترده)

ANSI(2) kg/m <sup>2</sup> (daN/m <sup>2</sup> )	نشریه ۵۱۹ ایران kg/m <sup>2</sup> (daN/m <sup>2</sup> )	نوع ساختمان
۱۹۰	۲۰۰	۱ - اتاقهای معمولی هتلها
۱۹۰	۳۵۰	اتاق های کلاس درس مدارس
۱۹۰	۲۰۰	آپارتمانها و اتاقهای مسکونی
۱۹۰	۲۰۰	اتاقهای خصوصی بیمارستانها
۲۴۰	۲۰۰	۲ - دفاتر (بدون وزن تیغه بندی)
۲۹۰	۳۵۰	۳ - سالن اجتماعات با صندلی ثابت
۲۹۰	۳۵۰	اتاق مطالعه کتابخانهها
۳۸۰	۵۰۰	۴ - کریدورها
۴۸۰	۵۰۰	۵ - محل آمد و شد و انتظار در تئاترها
۴۸۰	۵۰۰	سالن اجتماعات با صندلی متحرک
۴۸۰	۵۰۰	سالن انتظار و تفریح ادارات
۴۸۰	۵۰۰	سالن های غذاخوری و رستورانها
۶۰۰	۷۵۰	۶ - انبارهای سبک و کارخانجات
۷۲۰	۷۵۰	۷ - اتاقهای بایگانی کتاب در کتابخانهها
۱۲۰۰	۱۵۰۰	۸ - انبارهای سنگین
۱۲۰۰	۱۲۵۰	پیاده روها و خیاطهای محل عبور اتومبیل

زمانی که بارگذاری سازه تحت اثر بار زنده مورد نظر باشد، موقعیت این بار بایستی به نوعی معین شود که حداکثر اثر (۱) را ایجاد کند. مثلاً می توان به بارگذاری متناوب دهانه ها، بارگذاری قسمتی از دهانه و یا بارگذاری کامل دهانه در صورت لزوم اقدام کرد. بارگذاری ساده سازه که شامل بارگذاری با شدت یکنواخت کلیه دهانه ها می باشد زمانی انجام خواهد گرفت که این چنین بارگذاری تطابق کامل با واقعیت داشته و یا با تقریب قابل قبولی برواقعیت

(1) maximum effect

منطبق باشد. احتمال باربری کلیه کف‌ها تحت اثر بارزنده<sup>۱</sup> یکنواخت به صورت هم‌زمان غیرممکن است. یک چنین مطلبی توسط اغلب آئین‌نامه‌ها در نظر گرفته شده است. بعنوان مثال برطبق نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، هرگاه کفی بار زنده‌ای برابر با ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع یا کمتر را تحمل کند بار محاسباتی زنده برای کلیه قطعاتی از کف که بار بیش از ۱۵ متر مربع را حمل می‌کنند به میزان ۸۵٪ درصد بار<sup>۲</sup> هر متر مربع کف کاهش خواهد یافت. مگر اینکه کف مورد نظر مربوط به محل اجتماعات، گاراها و یا پشت بام‌ها باشد. حداکثر تقلیل حاصل از ضابطه<sup>۳</sup> فوق‌الذکر زمانی خواهد بود که طرح ستونی از یک ساختمان طبقاتی که بار حاصل از ده‌الی بیست کف را تحمل می‌کند مورد نظر باشد. البته آئین‌نامه مقدار حداکثر تقلیل فوق‌الذکر را به رابطه<sup>۴</sup>:

$$R_{\max} = 23 \left( 1 + \frac{D}{L} \right) \leq 50 \quad (1-1)$$

که در آن  $D$  بار مرده بر حسب  $\text{kg/m}^2$  (یا  $\text{daN/m}^2$ ) و  $L$  بار زنده بر حسب  $\text{kg/m}^2$  (یا  $\text{daN/m}^2$ ) می‌باشد محدود کرده است.

#### بارزنده بزرگ راهها

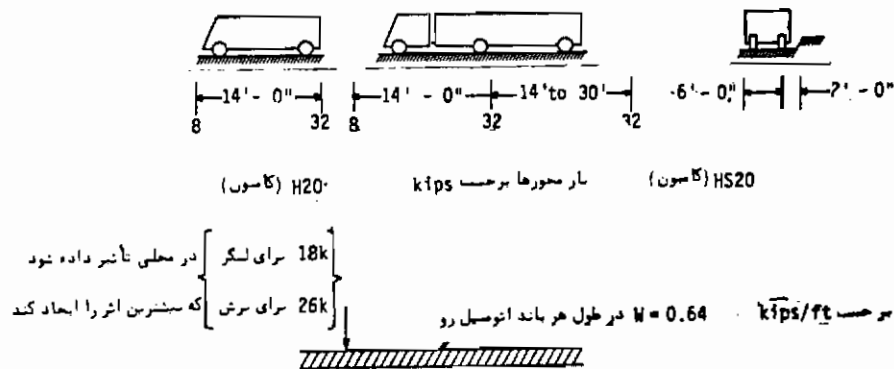
آئین‌نامه<sup>۱</sup> AASHTO بارگذاری بزرگ راهها را با کامیونهای (۲) استاندارد خود معین کرده است. به این صورت که دونوع کامیون  $H$  و  $HS$  که تفاوت آنها در تعداد محورهای چرخ آنها می‌باشد معرفی شده است. دستگاه کامیون  $H$  دارای دو محور و دستگاه کامیون  $HS$  دارای سه محور است. علاوه بر بارگذاری فوق پنج درجه بندی بارگذاری نیز به صورت زیر معرفی شده است:  $H10, H15, H20, HS15, HS20$ . در شکل (۱-۱) بارگذاری‌های فوق‌الذکر نشان داده شده است.

در طراحی یک پل کافیتست که با بارگذاری توسط زنجیر کامیون معادل در کل سازه و یا توسط بار گسترده<sup>(۳)</sup> هر باند حرکتی انجام شود. اگر از بار گسترده معادل استفاده شود نوع بارگذاری دهانه‌های پل باید بنحوی باشد که حداکثر اثر در بارگذاری بوجود آید و همچنین

(1) American Association of State Highway and Transportation Officials

(2) truck load<sub>1</sub>

(3) lane loading



### بارگذاری توسط H20 و HS20

شکل (۱-۱) بارگذاری بزرگ راهها توسط H20 و HS20 بر طبق آئین نامه AASHTO (برای H15 و HS15 ۷۵ درصد H20 و HS20 را بکار خواهیم برد و برای H10 و HS10 ۵۰ درصد آنها)

بار متمرکز در مقطعی از پل قرار گیرد که بیشترین لنگر یا برش را ایجاد کند. اگر در سازه‌ای سرتاسری، عرض تعیین حداکثر لنگر منفی روی تکیه‌گاه باشد از یک بار متمرکز دیگر در دهانه‌های بجز دهانه‌ای که بار متمرکز در آن اثر می‌کند می‌باید استفاده نمود. نحوه توزیع بار در عرض پل بر طبق قواعد نیمه تجربی که بستگی به نوع سفره (۱) پل و سازه باربر (۲) عرضی آن دارد انجام خواهد گرفت.

اگر بارگذاری توسط تک کامیون انجام گیرد اثری نظیر بار متمرکز سنگین خواهد داشت که معمولاً در دهانه‌های کم عرض تعیین کننده خواهد بود. بارگذاری گسترده باند بیان‌کننده اتومبیل‌های پشت سرهم می‌باشد و بار متمرکز در این حالت نشان دهنده یک کامیون سنگین در خط عبوری است. از سال ۱۹۴۴ میلادی بارگذاری فوق‌الذکر بدون برخورد به مشکلی عمده، جهت طرح پل‌های جاده (عقدتاً) در کشور معالک متحده آمریکا بکار رفته است. قبل از آن تاریخ عملاً از ردیف کردن چند کامیون جهت بارگذاری پل‌های حاده استفاده میشده است.

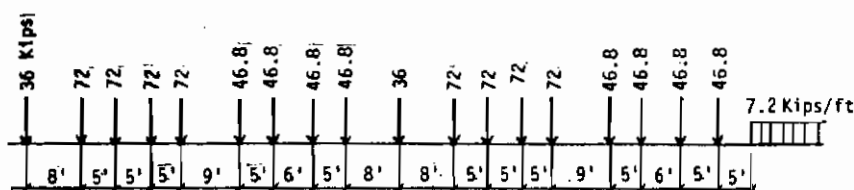
(1) bridge deck

(2) supporting structure

گاهی از بارگذاری نظامی نیز جهت پل‌ها استفاده شده است. این چنین بارگذاری مرکب از دو محور بارگذاری است که فاصله  $1/2$  متر از یکدیگر قرار دارند و بار هر یک از محورها برابر با  $107$  کیلو نیوتن است.

جهت طرح پل‌های راه‌آهن از بارگذاری مشابهی که بنام ترن کوپر (1) E72 است استفاده می‌گردد. این بارگذاری از سری بارهای متمرکزی که با فاصله‌های ثابتی از یکدیگر قرار گرفته‌اند تشکیل شده است. بدنبال این بارهای متمرکز بار یکنواختی قرار دارد. این بارگذاری توسط آئین‌نامه AREA ارائه شده است.

بارگذاری تئودور کوپر با حرف E و یک عدد بعد از آن مشخص می‌شود. عدد مذکور بیان‌کننده بار وارده بر محور محرک لوکوموتیو برحسب Kips می‌باشد. بارهایی که توسط سایر محورها وارد می‌شود نسبتشان به بار وارده از محور محرک عدد ثابتی است. شدت بار گسترده یکنواخت که بدنبال دو لوکوموتیو قرار دارد همواره مقداری برابر با یک‌دهم بار وارده بر محور محرک بر هر فوت طول ریل دارد. فواصل چرخها در بارگذاری کوپریکسان است. در ذیل بارگذاری E72 کوپر نشان داده شده است برای سایر بارگذاریها (E50 یا E60) می‌توان با استفاده از شکل (1-2) و نسبت‌گیری ساده سری بارگذاری لازم را مشخص نمود.



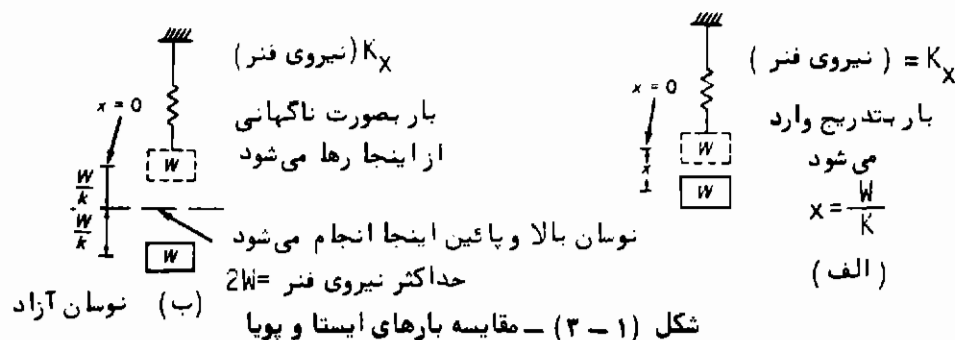
شکل (1-2) - بارگذاری کوپر E72

(1) Cooper E72 train

ضربه

لفظ ضربه (۱) در طراحی سازه‌ها بیان‌کننده اثر دینامیکی بارهایی است که به صورت ناگهانی وارد میشوند. در ساختمان یک سازه اضافه کردن مصالح به آهستگی انجام گرفته، ورود یا خروج افراد به ساختمان به صورت تدریجی فرض میشود، و بارهای مرده بارهای ایستا (استاتیک) بوده و به عبارت دیگر اثری بجز وزن خود ندارند. بارهای زنده ممکن است ایستا یا پویا (دینامیک) باشند. افراد و مبلغان در زمره بارهای زنده ایستا خواهند بود ولی جراثقالها و انواع مختلف ماشین‌آلات دارای اثر دینامیکی هستند.

دستگاه متشکل از فنر و جرم را در شکل (۱-۳ الف) در نظر بگیرید. درین دستگاه فنر را می‌توان مشابه یک تیر ارتجاعی دانست. اگر اثر بار وارده تدریجی باشد (یعنی بار استاتیک باشد) جرم با اندازه  $x$  تغییر مکان داده و بار وارده بر فنر (تیر) برابر با  $W$  می‌باشد. در شکل (۱-۳ ب) بار بصورت ناگهانی وارده شده است (یعنی بار دینامیکی است) و حداکثر تغییر مکان برابر با  $2x$  است به عبارت دیگر حداکثر بار وارده بر فنر (تیر) معادل  $2W$  می‌باشد. درین حالت جرم وارده با حرکت همساز ساده‌ای (۲) به صورتی که وضعیت خنثای آن معادل وضعیت تغییر مکانی استاتیک آن می‌باشد به نوسان درمی‌آید؛ در سازه‌های واقعی حرکت همساز (یا حرکت به نوسان آمده) بسرعت میرا (۳) است (به صفر میرسد)، پس از آنکه حرکت متوقف گردید وارد نیروی باقیمانده در فنر همان وزن  $W$  خواهد بود. برای اینکه قطعه را تحت اثر یاد افزایش یافته، حین نوسان محاسبه کنیم می‌بایستی بر آن قطعه باری معادل با دو برابر  $W$  وارد کنیم. با اینکه صد درصد بار ایستا بیان‌کننده اثر جنبشی بار در نوسان خواهد بود - در اینجا، ضریب ضربه (۴) برابر با ۱۰۰ درصد می‌باشد.



(1) impact

(2) simple harmonic motion

(3) damped out

(4) impact factor

هر بار زنده‌ای که دارای اثر جنبشی باشد بایستی در ضریب ضربه ضرب گردد. البته تحلیل پویایی سازه بمنظور تعیین دقیق اثر فوق‌الذکر نیز امکان پذیر است. البته استفاده از یک چنین روشی در طراحی متداول سازه معمولاً بسیار پیچیده و یا بسیار گران خواهد بود، بدین جهت درین موارد از فرمولهای تجربی و ضرایب ضربه استفاده می‌شود. درحالاتی که اثر دینامیکی کم باشد (ضربه کمتر از ۲۰ درصد است) معمولاً مقدار بارزنده را افزایشی محافظه‌کارانه می‌دهند. اثر دینامیکی آمد و رفت افراد در ساختمانها و اثر دینامیکی، وساطت نقلیه در پارکینگها مثالهایی ازین قبیل می‌باشند و در طراحی برای این چنین بارها ضریب ضربه درنظر گرفته نمی‌شود.

در طراحی پل‌های حاده همواره ضربه درنظر گرفته خواهد شد. براساس آئین‌نامه 1977 - AASHTO ضریب ضربه از فرمول تجربی زیر تعیین خواهد شد.

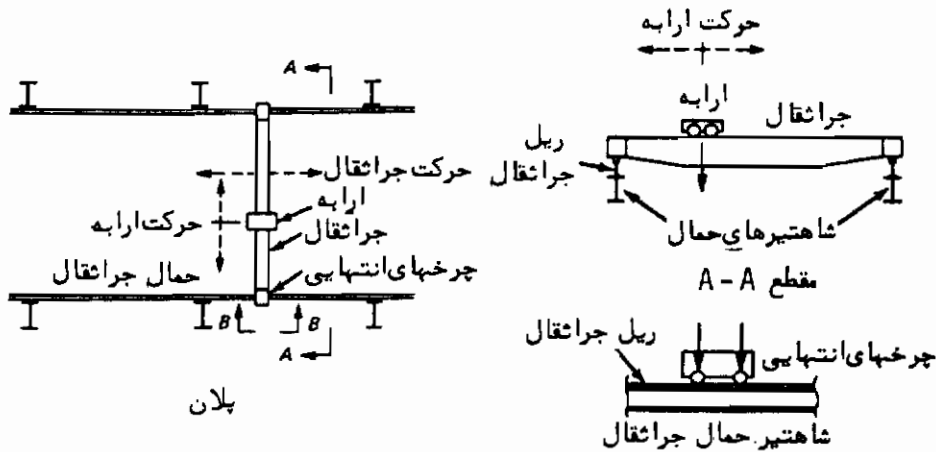
$$I = \frac{15.2}{L + 38} \leq 0.30 \quad (1-2)$$

در این رابطه  $L$  (برحسب متر) بیان‌کننده طول بار شده از دهانه پل است که بمنظور دستیابی به اثر حداکثر در قطعه بار شده است. چون کلیه وساطت‌نقلیه در تماس کامل با سازه اصلی (۱) می‌باشند لذا کلیه قطعات آن سازه می‌باید تحت اثر ضربه بار طرح گردند. سازه فرعی (۲) پل که شامل قسمت‌هایی است که به صورت صلب به سازه اصلی متصل نشده‌اند؛ نظیر تکیه‌گاه‌ها (۳)، دیوارهای حایل (۴) و پایه‌ها، با فرض میرا بودن نوسان طرح خواهند شد و یا اینکه فرض میشود که باندازه کافی از محل اثر بار دینامیکی فاصله دارند لذا تحت اثر نوسان بار واقع نخواهند بود. درین جا نیز در تعیین بار ایستای (استاتیک) معادل می‌بایستی محافظه کارانه عمل نمود.

در سازه‌های فولادی هرگاه غرض محاسبه تکیه‌گاه‌های جراثقالها یا ماشین‌آلات سنگین باشد اثر ضربه بصورت مستقل درنظر گرفته خواهد شد. برطبق ضوابط طراحی سازه‌های فولادی AISC (۵) و یا نشریه ۵۱۹ موه‌سه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران ضرایب ضربه بر طبق مقادیر زیر درنظر گرفته خواهد شد.

- |  |                     |
|--|---------------------|
| (1) super structure                          | (2) substructure    |
| (3) abutments                                | (4) retaining walls |
| (5) American Institute of Steel Construction |                     |

برطبق نشریه ۵۱۹	برطبق AISC
درصد ۱۰۰	درصد ۱۰۰
برای تکیه‌گاه‌های آسانسورها	
برای تیرهای حامل و اتصالات تیرها در جراثقالهای کابین دار (۱)	به صفحات ۳۲ و ۳۵ نشریه مراجعه شود
۲۵	۲۵
برای تیرهای حامل و اتصالات تیرها در جراثقالهای کنترل شده از زمین (۲)	
۱۰	۲۵
برای تکیه‌گاه ماشین آلات سبک، محوری یا موتوری	
۲۰	۲۵
برای تکیه‌گاه ماشین آلاتی که دارای حرکت متناوب می‌باشند	
۵۰	۵۰
برای آویزه‌هایی که سقف‌ها و بالکن‌ها را حمل می‌کنند	
۲۳	۲۳



شکل (۱-۴) نمایش الحاقات یک جراثقال با حرکات و ضربه‌های ممکن آن

جهت طرح تیر حامل جراثقال باید نیروهای افقی حاصل از حرکت ارابه فوقانی جراثقال (شکل ۱-۴) را در نظر گرفت. آئین نامه AISC مقدار این نیرو را ۲۰ درصد مجموع وزن

- (1) caboperated traveling crane
- (2) Pendant Operated traveling crane



بار بلند شده توسط حراشغال و وزن ارايه، آن (وزن سایر قسمت‌های حراشغال را در نظر نمی‌گیرد) معین می‌کند و اضافه می‌نماید که این نیرو باید بر بالای ریل و در جهت عمود بر محور طولی تیر حمل حراشغال وارد شود و توزیع آن بدون در نظر گرفتن تقویت‌های جانبی ریل توسط سازه خواهد بود.

علاوه بر نیروی فوق بعلت شتاب‌گیری و ترمز حراشغال از طریق اصطکاک بین چرخ حراشغال و ریل، نیرویی افقی بر تیر حمل حراشغال نیز وارد می‌شود. بر طبق آئین نامه AISC اگر از طریق دیگری نیروی افقی فوق‌الذکر معین نشده باشد می‌توان مقدار آن را برابر با ۱ درصد حداکثر بار چرخ‌های حراشغال گرفت، نقطه اثر این نیرو بالای ریل خواهد بود.

بر طبق نشریه ۵۱۹، سر بار افقی جانبی برابر با ۱۲ درصد مجموع ظرفیت حراشغال و وزن ارايه متحرک خواهد بود و فرض می‌شود که بر ریل هر طرف و در هر دو جهت (از پل رو به ریل و از ریل رو به پل) تأثیر نماید.

سر بار افقی طولی برابر با ۱۶ درصد وزن چرخ پل حراشغال بوده و بر ریل هر طرف و در امتداد طولی آن و در هر دو جهت اعمال خواهد شد.

### سر بار برف :

بار زنده، محاسباتی پشت‌بام‌ها می‌تواند شامل بار برف باشد. از آنجائیکه وزن مخصوص برف متغیر است حتی اگر عمق برف مقدار معلومی باشد بار وارده بر واحد سطح پشت بام از طریق وزن برف، مقدار تخمینی خواهد داشت.

بر طبق ضابطه ANSI - 1972 (2) مقدار بار برف بر طبق آمار برف ۵ ساله تعیین شده و برای نقاط مختلف آمریکا که دارای مقدار برف یکسانی می‌باشند، خطوط هم‌برف ترسیم شده است. جهت تعیین مقدار برف بر حسب شیب پشت‌بام‌ها لازم است که مقدار استخراجی فوق‌الذکر را در ضریبی ضرب نمود. بهمین ترتیب بمنظور در نظر گرفتن اثر باد انباشتگی غیریکنواخت برف در سقف‌های دوشیبه یا منحنی شکل و یا در پشت‌بام‌های مفرس شکل و یا در پشت‌بام‌های با ارتفاعات مختلف ضرایبی بمنظور تصحیح مقدار بار برف به‌کار خواهد رفت.

بدیهی است که هر قدر شیب پشت بام بیشتر باشد مقدار انباشتگی برف کمتر خواهد بود و بعلاوه اگر امکان داشته باشد که حداکثر تأثیر بار برف زمانی بوقوع بپیوندد که بار برف وضع نامتقارن داشته باشد لازم است این بارگذاری در محاسبات ملحوظ شود. ممکن است سازه‌های که

تحت اثر بار برف قرار گرفته است تحت اثر باد نیز واقع شود و زمانی نیز ممکن است که سازه تحت اثر بیشترین برف و باد با حداکثر سرعت، قرار گیرد.

بر طبق نشریه ۵۱۹ بار برف محاسباتی از ۲۵ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع متغیر می‌باشد. پشت‌بام‌های تخت در نواحی گرم تحت اثر ۲۵ کیلوگرم بر متر مربع (یا  $\text{daN/m}^2$ ) محاسبه خواهند شد در یک چنین نواحی امکان انباشتگی برف نیز بسیار بعید می‌باشد فقط زمانی انباشتگی برف به صورت نامتقارن ممکن خواهد شد که یک چنان انباشتگی توسط افرادی بوجود آید و چون از اثر قائم باد در پشت‌بام‌ها نیز صرف‌نظر می‌شود لذا اثر قائم برف عملاً "هرگز بیش از مقدار فوق‌الذکر نبوده و سربار ۲۵ کیلوگرم بر متر مربع می‌تواند برای نواحی فوق‌الذکر محافظه‌کارانه نیز باشد.

جهت تعیین دقیق سربار برف در نواحی مختلف کشور به صفحات ۴۰ و ۴۱ نشریه فوق‌الذکر مراجعه شود.

#### بار باد:

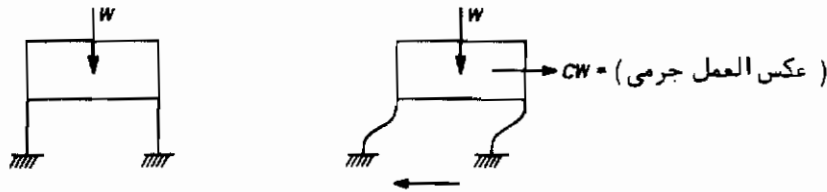
کلیه سازه‌ها تحت اثر بار باد قرار می‌گیرند ولی معمولاً "بحزیل‌های طویل فقط ساختمانهایی که دارای بیش از سه یا چهار طبقه باشند بررسی دقیق تحت اثر بار باد لازم خواهند داشت. در کلیه ساختمانهای متعارف که دارای پلان و مقطع مستطیلی شکل هستند، باد سبب فشار در سمت بادگیر و مکش در پشت بادگیر میگردد، و البته ممکن است سبب مکش (۱) (رو بسمت بالا) و یا فشار (۲) (رو به سمت پائین) در پشت بام‌ها نیز شود. در اغلب حالات متعارف از اثر عمودی باد در مقابل اثر عمودی برف که نیاز به مقاومت بالاتری دارد صرف‌نظر میگردد و علاوه بر آن جمع اثر جانبی باد را که عبارت از فشار در سمت بادگیر (۳) و مکش در پشت بادگیر (۴) است بصورت یکجا و در سمت بادگیر در نظر می‌گیرند. بر طبق نظریه برونولی (۵) هرگاه سیالی ایده‌آل بر جسمی برخورد کند از دیاد فشار استاتیکی آن برابر با تقلیل فشار دینامیکی آن خواهد بود.

$$q = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (3-1)$$

- |                         |              |
|-------------------------|--------------|
| (1) suction             | (2) pressure |
| (3) wind ward           | (4) leeward  |
| (5) Bernoulli's theorem |              |



جرم می‌باشد بناگاه حرکت کند همانگونه که در شکل (۵-۱) نشان داده شده است حرم سازه



(ب) - تحت اثر نیروی افقی حاصل از زلزله (الف) در حال سکون

شکل (۵-۱) - نیروی حاصل از زلزله

تعادل به مقاومت در برابر حرکت خواهد داشت و لذا نیرویی بر شی فی‌مابین حرم و زمین بوجود خواهد آمد. اغلب آئین نامه‌ها که در مورد زلزله ضوابطی دارند لازم می‌دانند که در طرح و محاسبه سازه‌ها نیرویی جانبی برابر با  $CW$  که عموماً " بصورت تحریبی تعیین میشود در نظر گرفته شود، بررسی دینامیکی اثر زلزله خارج از مبحث این کتاب است، در این مورد طراحان می‌توانند به مراجع (7)، (8) و (9) مراجعه نمایند.

یکی از پرطرفدارترین آئین نامه‌های طرح سازه‌ها مربوط به جامعه مهندسان سازه کالیفرنیا (1) است (SEAOC)، این جامعه در ضوابط مربوط به سال ۱۹۶۷ میلادی خود نیروی برشی زلزله را با رابطه (۱-۶) معین میکند.

$$V = KCW \quad (۱-۶)$$

درین رابطه:

$V$ : تلاش برشی در تراز پی که بیان کننده اثر دینامیکی نیروی حرمی است.

$W$ : وزن ساختمان

$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$ : ضریب زلزله است که معادل شتاب حداکثر خواهد بود که بر حسب درصدی

از شتاب ثقل بیان میشود.

$T$ : پریود طبیعی (۲) سازه است و به عبارت دیگر زمان یک سیکل نوسان خواهد بود.

(1) Structural Engineering Association of California

(2) natural period of structure

$K$  : ضریبی است که از ۰/۶۷ تا ۳/۰ تغییر می‌کند و بیان‌کننده ظرفیت جذب تغییر شکل خمیری قطعات می‌باشد (هرقدر مقدار  $K$  کم باشد تغییر شکل پذیری سازه بالا خواهد بود) نیروی جانبی کل برحسب توصیه آئین نامه (10) می‌بایستی برطبق رابطه (۷-۱) در ساختمان توزیع گردد.

$$F_n = \frac{W_n F_n}{\sum W_h} v \quad (7-1)$$

درین رابطه .

$F_n$  : نیروی جانبی در تراز طبقه  $n$  ام

$W_n$  : وزن طبقه  $n$  ام

$h_n$  : ارتفاع طبقه  $n$  ام از زمین

$\sum W_h$  : مجموع کلیه طبقات می‌باشد .

هرگاه نتوان بطریق صحیحی از مشخصات فنی ساختمان مقدار  $T$  را محاسبه نمود، می‌توان مقدار آنرا برطبق رابطه (۸-۱) فرض کرد .

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{D}} \quad (8-1)$$

درین رابطه :

$H$  : ارتفاع ساختمان از تراز بی‌آن (برحسب  $m$ )

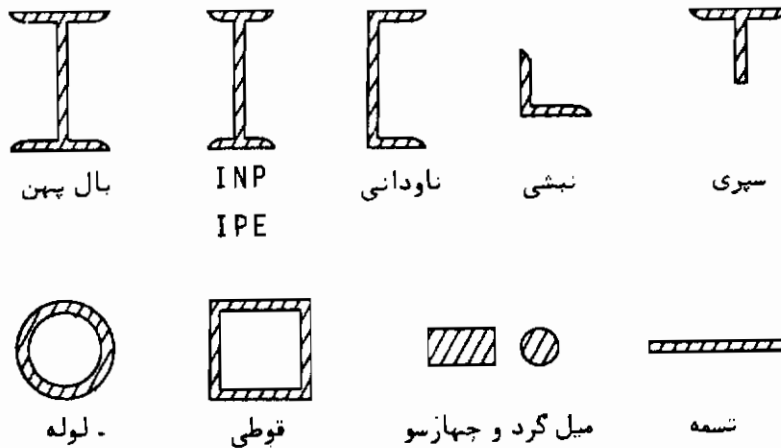
$D$  : بعد ساختمان در جهت موازی با اثر نیروهای زلزله می‌باشد (برحسب  $m$ )

آنچه در فوق از آئین نامه SEAOC ذکر شد بمنظور تذکر روش برخورد عملی با محاسبات مربوط به زلزله می‌باشد. در ایران بهتر است جهت محاسبات در برابر زلزله از ضوابط مندرج در نشریه ۵۱۹ مء سسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران که آن نیز از رابطه (۱-۶) استفاده می‌نماید پیروی نمود .

## ۱-۵ = انواع قطعات سازه‌های فولادی

همانطوریکه در بند (۱-۲) ذکر شد عملکرد سازه و هدف آن عامل اصلی تعیین‌کننده شکل آن خواهد بود. با معلوم بودن شکل سازه و وضعیت بارهای محاسباتی، قطعات مختلف فولادی از میان نیمرخهای فولادی نورد شده موجود در کشور انتخاب خواهد شد. این نوع نیمرخها دارای اشکالی مطابق شکل (۱-۶) می‌باشند. واضح است که با استفاده از فن جوشکاری امکان ساخت نیمرخهای ترکیبی از ورق و یا سایر نیمرخهای نورد شده وجود دارد که طراحان

برحسب ایجاب انتخاب از آن استفاده می‌نمایند.



شکل (۱-۶) - نیمرخهای نورد شده استاندارد

یکی از متداولترین نیمرخ جهت قطعات ستونی نیمرخ بال پهن (۱) است که در بازار اروپا در سه نوع سبک، متوسط و سنگین ارائه می‌شود. ذوب آهن ایران تاکنون (سال ۱۳۶۵ هجری شمسی) این نوع نیمرخ را نورد نکرده است و کلیه انواع این نیمرخ به صورت وارداتی بوده است که عملاً نوع متوسط آن در بازار یافت می‌شود. ساخت این نیمرخ توسط نورد گرم می‌باشد. نیمرخ INP و IPE شکل کشیده‌ای دارد و اکثراً جهت قطعات خمشی بکار برده می‌شود، IPE نوع اصلاح شده نیمرخ INP است که در آن بال نیمرخ دارای سطوح شیب‌دار داخلی نمی‌باشد. ذوب آهن ایران نوع IPE را با نام IPA بصورت گرم نورد می‌کند.

نیمرخ ناودانی (۲) یا بصورت منفرد و یا بصورت ترکیب با سایر نیمرخها بکار برده می‌شود. این نیمرخ نیز دیگر توسط ذوب آهن ایران نورد نمی‌شود و ناودانی موجود در کشور از نوع وارداتی است. نام‌گذاری نیمرخهای بال پهن، INP، IPE و ناودانی همگی برحسب ارتفاع نیمرخ می‌باشد. نیمرخ نشی (۳) بدو صورت با بالهای نامساوی و یا بالهای مساوی نورد

(1) wide flange

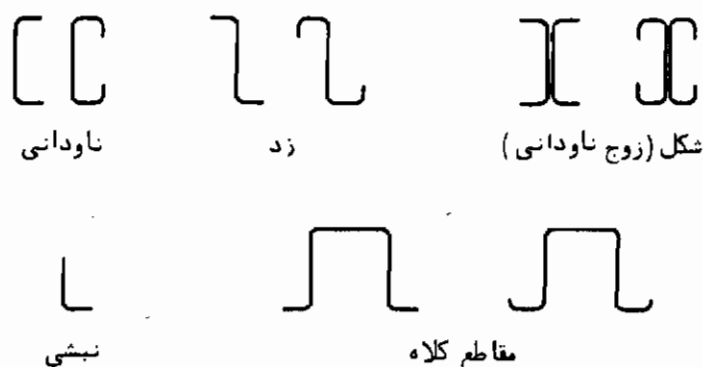
(2) channel

(3) angle

می‌شود ولی در بازار ایران عموماً نوع با بالهای مساوی آن یافت می‌شود. این نیمرخ را بصورت L50.5 که بیان‌کننده عرض بال و ضخامت بال برحسب میلی‌متر است نشان می‌دهند. از نبشی اکثر اوقات جهت ایجاد و طرح اتصالات استفاده می‌شود.

جهت ساخت قطعات سازه‌های فولادی عموماً با دو نیم کردن نیمرخهای I شکل نیمرخ سیری (۱) ساخته می‌شود ولی در هر صورت نوع نورد شده نیمرخ سیری نیز وجود دارد که در دو نوع با بال و ارتفاع برابر با بالی دو برابر ارتفاع آن ارائه می‌شود. از نیمرخ سیری جهت سقف‌های کاذب و ساخت خراباها استفاده می‌شود.

انواع مختلف نیمرخ لوله (۲) و قوطی (۳) جهت استفاده در سازه‌های فولادی نورد می‌شود که دارای ضخامت‌های مختلف می‌باشند. اغلب اوقات از نیمرخ قوطی جهت استفاده در سازه‌های فولادی اسکلت‌نما که گاهی مورد نظر معماران است بمنظور زیباتر کردن سازه استفاده می‌شود.



شکل (۱-۷) - برخی از انواع نیمرخهای پرس شده

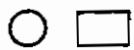
کلیه نیمرخهایی که در شکل (۱-۶) نشان داده شده است بطریق نورد گرم یعنی با گذراندن شمش گداخته بدفعات مکرر از میان غلتک‌های نورد ساخته می‌شوند. ولی امکان ساخت نیمرخهای پرس شده که از ورق‌هایی (۴) با ضخامت مختلف که نمی‌تواند در هر صورت بیش از ۲۵ میلی‌متر باشد نیز وجود دارد. برخی از این انواع نیمرخها در شکل (۱-۷) نشان داده

- |                       |                  |
|-----------------------|------------------|
| (1) tee               | (2) pipe section |
| (3) Structural tubing | (4) plates       |

شده است. چون نیمرخهای پرس شده عموماً "بنا به نیاز و با سفارش قبلی ساخته می‌شود لذا استاندارد معینی برای ابعاد و ضخامت‌های این نوع نیمرخها وجود ندارد.

### قطعات کششی

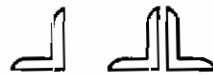
عموماً در سازه‌های فولادی قطعات کششی به صورت‌های مختلف یافت می‌شوند و به صورت میله‌های (۱) کششی خرپاها، بادبند (۲) اغلب ساختمانها، حمل کششی بالکن‌ها، کابل‌های کششی در سقف‌های معلق، کابل اصلی و کابل‌های نگهدارنده کف ماشین‌رو در پل‌های معلق وجود دارند. انواع متداول قطعات کششی در شکل (۱-۸) نشان داده شده است. طرح



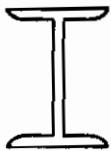
(الف) سیلگرد و چهار سو



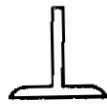
(ب) کابل



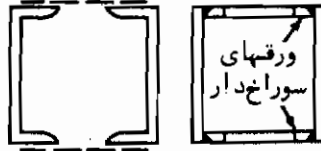
(ج) نبشی تک یا زوج



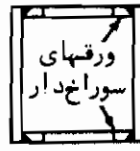
(د) بیروفیل، I شکل



(ه) سیری



(و) نیمرخهای ساخته شده مرکب



### شکل (۱-۸) - قطعات متعارف کششی

انواع مختلف قطعات کششی بجز طراحی کابل‌های مربوط به سازه‌های معلق در فصل سوم بیان شده است.

### قطعات فشاری:

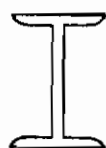
چون قدرت باربری قطعات فشاری تابع شکل مقطع آنها (شعاع ژیراسیون مقطع) است لذا سطح مقطع این نوع قطعات را تا جایی که امکان عملی داشته باشد از مرکز ثقل قطعه فاصله

(1) chord member

(2) bracing



می‌دهند. میله‌های فشاری مخصوصاً "تخت بالای (۱) خرپاها، اغلب ستونهای میانی ساختمانها از حمله قطعات فشاری ساده به حساب می‌آیند. حتی تحت شرایط کاملاً ایده‌آل امکان وجود فشار کامل محوری ممکن نیست بدین جهت در طرح قطعات با بار محوری از اثرناجیزلنگر خمشی حاصل از بار وارده صرف‌نظر میگردد. در شکل (۱ - ۹) انواع متعارف قطعات فشاری نشان داده شده است. روش طرح و محاسبه این نوع قطعات در فصل ششم بیان خواهد شد.



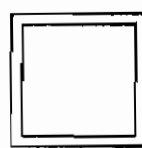
(الف) نیمرخ I شکل



(ب) نبشی زوج



(ج) سبزی



(د) قوطی



(هـ) لوله



(و) نیمرخهای ساخته شده مرکب



شکل (۱ - ۹) - قطعات متعارف فشاری

### تیرها (۲)

تیرها قطعاتی هستند که تحت اثر بارهای جانبی قرار دارند و در صورتی نیمرخ تیر بیشترین بهره را خواهد داد که سطح مقطع آن در دورترین نقطه ممکن عملی از تار خنثی (۳) واقع شده باشد. بهترین نیمرخ نورد شده برای تیرها نیمرخ‌های I شکل است. اگر بخواهیم تیری با ارتفاع بالا و ضخامت جان کم داشته باشیم می‌توانیم از نوع نیمرخ I شکل جوش شده (شکل ۱ - ۱۰ ب) استفاده کنیم این نوع تیرها بنام تیر ورق (۴) نامیده می‌شوند. هرگاه دهانه تیر کم بوده و بار وارده نیز سبک باشد می‌توان از تیرهای مشبک

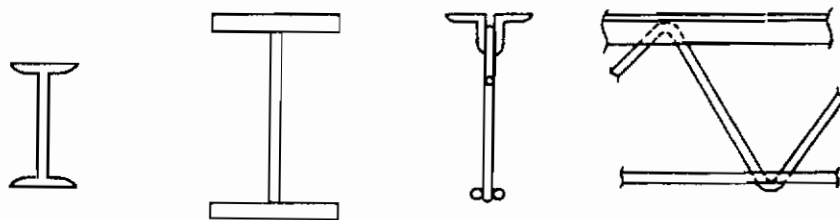
(1) upper chord

(2) beams

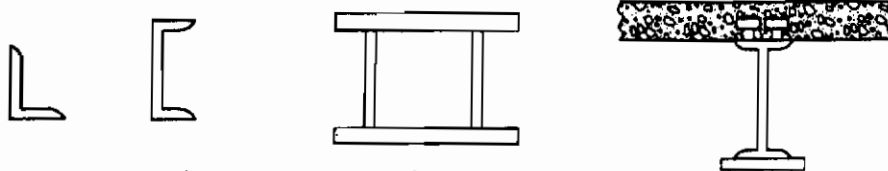
(3) neutral axis

(4) plate girders

فرعی (۱) (شکل ۱-۱۰ ج) استفاده کرد. این نوع تیرها خرابایی هستند که دارای تخت بالا و پایین موازی بوده و جهت تحمل کف‌ها و پشت‌بام‌ها از آنها استفاده می‌شود. کلیه این نوع تیرهای مشبک بر طبق ضوابط مؤسسه تیرهای فرعی فولادی (۲) که توسط AISC نیز پذیرفته شده است طرح میگردند.



(الف) نیم‌رخ I شکل ، (ب) I حوش شده (ج) تیرچه‌های ساخته شده



(د) نبشی (هـ) ناودانی (و) قطعات ساخته شده (ز) تیرهای مختلط

شکل (۱ - ۱۰) - قطعات متعارف تیرها

برای تیر نعل در گاه‌ها (۳) که بار دیوار بالای باز شوی درها و پنجره‌ها را تحمل می‌کند معمولاً از نبشی استفاده میشود و جهت تیر افقی در نماهای پوشش شده (با آحرکاری یا ورق‌های موجدار) معمولاً از ناودانی استفاده میشود.

#### بار محوری و خمشی:

هر گاه قطعه‌ای تحت اثر نیروی محوری از نوع فشاری یا کششی به‌مراه لنگر خمشی واقع شده باشد، مسأله‌ای با ترکیب تنش‌ها بوجود خواهد آمد و نوع قطعه مورد استفاده درین نوع

(1) Open - web joists (2) Steel Joist Institute  
(3) lintels

قطعات بستگی به نوع تنش غالب خواهد داشت. قطعه‌ایکه تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی واقع شده باشد معمولاً "بنام تیرستون" (۱) نامیده می‌شود. طرح و محاسبه این نوع قطعات در فصل سیزدهم بیان خواهد شد.

شرح قطعات مختلف سازه‌های فولادی که درین قسمت آورده شدتها به منظور ذکر کلیاتی از این نوع قطعات است و بدیهی است که یک چنین مختصری نمی‌تواند جامع مطالب مربوط به آنها باشد.

#### ۱-۶ = سازه‌های فولادی

سازه‌ها را می‌توان به سه طبقه کلی تقسیم نمود (الف) سازه‌های قابی (۲)، که از قطعات کششی، ستونها، تیرها و قطعات تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی تشکیل میشوند (ب) سازه‌های پوسته‌ای (۳)، که در این سازه‌ها تنش غالب تنش‌های محوریست (ج) سازه‌های مطلق (۴) که در آنها تنش غالب کشش محوری می‌باشد.

#### سازه‌های قابی:

اغلب سازه ساختمانها از این نوع می‌باشد. معمولاً ساختمانهای طبقاتی مرکب از تیرها و ستونها هستند که یا بصورت صلب و یا به صورت مفصلی با مهاربندبهای جانبی جهت پایداری افقی سازه بهم متصل شده‌اند و به این ترتیب اسکلتی پایدار را جهت ساختمان ایجاد کرده‌اند. گرچه یک ساختمان طبقاتی سازه‌ای سه بعدیست ولی اگر به بررسی کره‌های صلب آن بپردازیم عموماً این کره‌ها در یک جهت سختی بیشتری نسبت به جهت دیگر دارند و لذا می‌توان این نوع سازه‌ها را به صورتی منطقی به مجموعه‌ای از چند سازه مسطح تبدیل کرد. واضح است که اگر طرح کره‌ها بنوعی باشد که عملکرد یک قطعه در یک صفحه تأثیر قابل توجهی در صفحات دیگر داشته باشد یک چنین سازه‌ای بایستی بصورت سه بعدی تحلیل گردد.

ساختمانهای صنعتی و ساختمانهای مخصوص یک طبقه نظیر مساجد، مدارس و میدان مسابقات یا کلا" و یا جزا" از سازه‌ای از نوع سازه‌های قلبی ترکیب می‌شود. مخصوصاً سقف این نوع ساختمانها (معمولاً) یا از نوع خرپای مسطح و یا از نوع خرپای فضایی یا سقف گنبدی خواهد بود و یا می‌تواند بنوعی از یک قاب با تیر مسطح یا شیب‌دار تشکیل گردد.

(1) beam - column

(2) framed structures

(3) shell - type structures (4) suspension - type structures

اغلب پل‌ها از نوع سازه‌های قابی می‌باشند، که از تیرها، تیر ورق‌ها و یا خرپاهایی که به صورت سرتاسری طرح می‌شوند تشکیل می‌گردند. قسمت اعظم این کتاب مختص به عملکرد و طراحی سازه‌های قابی است.

#### سازه‌های پوسته‌ای:

در سازه‌های پوسته‌ای سازه علاوه بر شرکت در تحمل بارها عمل مفید دیگری را نیز به صورت همزمان انجام می‌دهد. یکی از متداولترین نوع سازه پوسته‌ای که در آن تنش اصلی به صورت کششی است مخزن انبار مواد مایع (چه در حرارت بالا و چه در حرارت پائین) می‌باشد. یکی از انواع بسیار متداول آن مخازن آب هوایی است. در اغلب سازه‌های پوسته‌ای از سازه‌ای قابی شکل به همراه سازه‌ای پوسته‌ای استفاده می‌شود.

دیوارها و سقف‌های مسطح‌قطعاتی که پوسته خارجی سازه را تشکیل می‌دهند ممکن است به صورت فشاری عمل کنند و در حالیکه به صورت همزمان و در اتصال با سایر قطعات به صورت قاب عمل خواهند کرد. نمونه‌ای این نوع سازه‌ها بدنه هواپیما می‌باشد. در طرح و محاسبه سازه‌های پوسته‌ای از متخصصین آن استفاده می‌شود و لذا بحث در مورد آن خارج از سطح این کتاب می‌باشد.

#### سازه‌های معلق:

در سازه‌های معلق کابل‌های کششی عمده‌ترین قطعات باربر سازه را تشکیل می‌دهند. می‌توان سقف یک‌سازه را توسط کابل معلق نمود، ولی عمده‌ترین نوع این سازه‌ها پل‌های معلق می‌باشند.

معمولاً سازه زیرین این نوع ابنیه از یک سازه قابی تشکیل خواهد شد. (نظیر خرپای تقویتی (۱) پل معلق). چون قطعات کششی مناسب‌ترین قطعات در جهت تحمل بار می‌باشند بدین جهت به تعداد سازه‌هایی که در آنها از این طریق جهت تحمل بارها استفاده می‌کنند روز بروز افزوده می‌شوند.

سازه‌های متعدد غیرمعماری که ترکیبی از سازه‌های قابی، پوسته‌ای و معلق می‌باشند نیز ساخته شده‌اند ولی در هر صورت یک طراح معمولی می‌باید عمدتاً به طرح و عملکرد سازه‌های قابی مسلط باشد.

## ۱- ۷- آئین نامه‌ها و ضوابط ساختمانی

طراحی ساختمانهای فولادی در کشور آمریکا عمدتاً "بر اساس آئین نامه‌های مؤسسه آمریکایی ساختمانهای فولادی (۱) یا AISC انجام می‌گیرد (5). AISC سازندگان و کارحاجات فولاد و همچنین مؤسسات ذی‌علاقه در طراحی و تحقیقات فولادی را در بر می‌گیرد. این آئین نامه همواره ماحصل نتایج تحقیقات، تجربه و قضاوت مشترک مهندسين است. تلفیق (۲) نتایج کلیه تحقیقات جهت ارائه روشی از طراحی که منجر به سازه‌های ایمن و اقتصادی گردد از طریق این آئین نامه به طراحان عرضه می‌شود. استفاده از ماشین‌های حساب الکترونیکی در طراحی و محاسبات عموماً "سبب تسهیل در به کار بردن و اجرای قواعد طولانی آئین نامه شده است. این آئین نامه از سال ۱۹۶۱ میلادی موجودیت خود را اعلام کرده و آخرین ضوابط خود را هر چند سال یکبار ارائه نموده است. در این کتاب بجز مواردی که ذکر شده باشد کلیه ضوابط مربوط به چاپ سال ۱۹۷۸ میلادی AISC می‌باشد.

یک آئین نامه مجموعه قواعدیست که بمنظور ایمنی سازه تدوین شده است. طراحی که از این قواعد استفاده می‌کند می‌بایستی از عملکرد و هدف این قواعد بخوبی مطلع باشد در غیر این صورت ممکن است طرحی پوچ و تا حد زیادی محافظه کارانه و یا بالعکس نایمن ارائه دهد. مؤلفین این کتاب بر این عقیده‌اند که علی‌الاصول ذکر قواعدی که بر کلیه حالات و نکات طراحی شامل شود غیرممکن خواهد بود. لذا می‌بایستی ابتدا به تفهیم عملکردی نکات پرداخت و سپس کاربرد قواعد را بیان کرد. اینکه چه تعداد قواعدی در طرح سازه بکار می‌رود مهم نیست مهم اینست که طراح مسوولیت نهایی در ایمنی سازه را خواهد داشت.

هرگاه آئین نامه‌ای توسط AISC ارائه میشود عملاً "یک چند توصیه‌هایی که توسط گروه‌های مجربی در زمینه تحقیقاتی سازه‌های فولادی تأیید شده است تدوین می‌گردد، و فقط زمانی که یک مسوول مملکتی که مسوولیت قانونی در قبال ایمنی و حفاظت عمومی دارد به تأیید این آئین نامه بپردازد و از آن در ساخت ساختمانها استفاده کند شکل رسمی و قانونی بخود خواهد گرفت. طراحی پل‌های بزرگ راهها نیز معمولاً "بر اساس آئین نامه‌های انجمن آمریکایی صاحب نظران حمل و نقل و بزرگ راههای ایالات (۳) (AASHTO) انجام می‌پذیرد (3) از تاریخی که این

(1) American Institute of steel construction

(2) synthesize

(3) American Association of state Highway and Transportation.

انجمن فعالیت های خود را آغاز نمود عملاً " قواعد و ضوابط آن توسط مؤسسه های مختلف پذیرفته شده است و در حال حاضر آخرین چاپ آن مربوط به سال ۱۹۷۷ میلادی می باشد که البته همه ساله ضامی که حاوی تغییرات سالیانه نشریه، فوق الذکر می باشد از طرف آن انجمن منتشر می گردد .

طراحی پل های راه آهن بر طبق آئین نامه های انجمن آمریکایی مهندسی راه آهن (۱) ( AREA ) انجام می پذیرد ( 4 ) در یک چنین حالتی وزارت راه مسوولیت قبول چنان طراحی را خواهد داشت .

ملزومات (۲) ساختمانی که گاهی مترادف با لفظ آئین نامه نیز بکار برده می شود بصورت صحیح تر عبارت از مجموعه ای رسمی و یا غیر رسمی از کلیه مطالب مورد نیاز جهت ایمنی ساختمان می باشد که از آن جمله می توان از طراحی سازه ، جزئیات معماری ، حفاظت در قبال حریق ، تهویه و تبرید ساختمان ، لوله کشی و تأسیسات و روشنایی ساختمان را نام برد . آئین نامه ها عموماً " مطالبی را ذکر می کنند که توسط معماران و مهندسین بایستی در مورد یک نوع ساختمان مخصوص مورد اجرا رعایت گردد . ولی در ملزومات ساختمانی معمولاً " بارهای استاندارد مورد نیاز جهت طراحی ساختمان نظیر آنچه در بند ( ۱ - ۴ ) ذکر گردید نیز آورده می شود .

طراحان نهاییستی از اینکه مطالبی بصورت مشترک در ملزومات ساختمانی و آئین نامه ها ذکر می گردد دچار سردرگمی گردند بلکه بایستی درک نمایند که علی الاصول کدامیک جهت طراحی و محاسبات ساختمان جنبه رسمی داشته و کدامیک میتواند بصورت راهنما تلقی گردد .

#### ۱ - ۸ = فلسفه های طراحی

از دو فلسفه مختلف در طراحی سازه های فولادی استفاده می شود . روش طراحی براساس حداکثر تنش موجود در سازه یکی از متداولترین روش طراحی را در نود ساله گذشته تشکیل داده است . براساس این فلسفه طراحی قطعه ساختمانی بنحوی انجام می گیرد که حین باربری سازه تنش های ایجاد شده از مقدار مجاز معینی تجاوز نکند . مقدار تنش مجاز براساس ضوابط آئین نامه ها ( نظیر آئین نامه AISC ) معین می گردد . تعیین این نوع تنش های مجاز (۳) براساس ضریب اطمینانی (۴) است که آئین نامه در قبال تنش های حدی قطعه نظیر حد بی رمقی (۵) و یا

(1) American Railway Engineering Association

(2) Building codes (3) allowable stress

(4) safety factor (5) yield stress

تنش بحرانی (۱) در کمانش در نظر می‌گیرد. تنش‌های محاسباتی در یک چنین روشی همواره در حیطه ارتجاعی (۲) باقی می‌ماند. عبارت دیگر همواره رابطه‌ای خطی فی‌مابین تنش و کرنش برقرار است، بعنوان مثال هرگاه طراحی یک تیر مورد نظر باشد ضابطه، ایمنی (۳) در طراحی با یک چنین فلسفه‌ای را می‌توان با رابطه (۱ - ۹) بیان کرد. در این رابطه  $f_b$  تنش حداکثر حاصل در تارهای بیرونی تیر است که براساس لنگر خمشی حداکثر  $M$  که در اثر بارهای وارده به وجود می‌آید و برطبق فلسفه ارتجاعی تیر محاسبه شده است معین می‌گردد.  $C$  فاصله دورترین تار تیر از تارخشی و  $I$  لنگر لختی (۴) سطح مقطع تیر است. تنش مجاز  $F_b$  از حاصل تقسیم تنش حدی نظیر تنش تسلیم  $F_y$  و یا تنش کمانشی (۵)  $F_{cr}$  بر ضریب اطمینان (۶)  $FS$  حاصل شده است.

$$\left[ f_b = \frac{Mc}{I} \right] \leq \left[ F_b = \frac{F_y}{FS} \text{ یا } \frac{F_{cr}}{FS} \right] \quad (9-1)$$

فلسفه دیگر طراحی که از آن نیز فراوان استفاده می‌شود روش طراحی براساس حدنهایی (۷) است. این روش نسبتاً جدید، کلیه روش‌هایی را که با نامهای "طراحی براساس مقاومت" (۸) نهایی، "طرح خمیری (۹)" "طرح براساس (۱۰) ضریب بار" "طرح حدی (۱۱)" مشهوراند، دربر می‌گیرد. اخیراً روش جدید دیگری با نام "طراحی براساس ضرایب بار و مقاومت" (۱۲) یا LRFD برای این روش‌ها اضافه شده است. حالت حدی لفظی است که عموماً به معنای شرایطی است که سازه، یک ساختمان در حد آن شرایط که برای آن طراحی شده است متوقف می‌گردد (۱۶). این حالات حدی را می‌توان به دو دسته که عبارت از مقاومت و کارایی باشد تقسیم نمود. حالات حدی مقاومت عبارتند از مقاومت نهایی تغییر شکل‌پذیری قطعه (که عموماً مقاومت

- |  |                         |
|--|-------------------------|
| (1) critical stress                    | (2) elastic range       |
| (3) safety criterion                   | (4) moment of inertia   |
| (5) buckling stress                    | (6) factor of safety    |
| (7) limit state design                 |                         |
| (8) ultimate strength design           | , strength design       |
| (9) plastic design                     | (10) load factor design |
| (11) limit design                      |                         |
| (12) Load and resistance factor design |                         |

خمیری نامیده می‌شد)، کمانش، خستگی، واژگونی و بالاخره لغزش. حالات حدی مربوط به کارایی (سرویس دهی) عبارتست از کارایی ساختمان در برابر ازدحام، که علائم آن عبارت از تغییر مکان، لرزش، تغییر شکل دائمی و بالاخره ترک خوردگی خواهد بود. در طراحی براساس حالات نهایی، مقاومت و یا حالت حدی موردنظر پس از اعمال ضرایبی بر بارهای وارده، در ساختمان مورد بررسی قرار خواهد گرفت و در این حالت رسیدن بحد خرابی بررسی می‌شود و ایمنی در همان حد نهایی سنجیده خواهد شد. در صورتی که در روش ارتجاعی ایمنی تحت بارهای واقعی وارده بررسی می‌گردد. به عنوان مثال در یک تیر ضابطه ایمنی در طراحی براساس حالت حدی می‌تواند برطبق رابطه (۱-۱۰) انجام گیرد.

$$M(FS) < M_U \quad (1-10)$$

در این رابطه  $M$  لنگر خمشی حداکثر تحت بارهای وارده است که مقدار آن در ضریب اطمینان  $FS$  ضرب شده است. لنگر خمشی بدست آمده که بصورت بالا محاسبه می‌شود بایستی تیر را به مقاومت حدی موردنظر برساند. در این حالت  $M_U$  مقاومت حدی فوق الذکر می‌باشد.

#### روش طرح براساس تنش موجود - AISC

روش اصلی طراحی در آئین نامه AISC براساس تنش موجود است (که گاهی روش طرح براساس تنش مجاز نیز گفته می‌شود). در این روش جهت اطمینان از ایمنی سازه (که انتخاب مقاومت مناسب برای سازه می‌باشد) کلیه ضوابط آئین نامه براساس بار مورد استفاده در ساختمان بررسی می‌شود. در این روش با در نظر گرفتن تنشی که باعث واژگونی ساختمان خواهد شد، تنش مجاز در محاسبات معین شده است. هرگاه فولاد بکار برده شده در سازه از نوع فولاد نرم باشد اگر در قطعه‌ای از ساختمان امکان ناپایداری در اثر کمانش وجود نداشته باشد ممکن است قسمتی از قطعه تحت اثر کرنشی (۱) بیش از کرنش مربوط به تنش تسلیم فولاد قرار گیرد. یک چنین عملکرد غیر ارتجاعی قطعه امکان باربری بیش از آنچه در صورت ارتجاعی ماندن قطعه ممکن می‌بود به سازه می‌دهد. در صورتی که بارهای مقطع تیری کلاً جاری شود حداکثر لنگر خمشی مقاوم تیر مقاومت خمیری (۲) تیر گفته می‌شود.

در تعیین تنش مجاز در روش ارتجاعی هرگاه امکان بوجود آمدن مقاومت خمیری وجود داشته باشد حد بالای مقاومت همان مقاومت خمیری خواهد بود و اگر حد نهایی بدلیل عدم

(1) Strain

(2) plastic strength



پایداری کم‌انرژی و یا عملکرد دیگری بنوعی باشد که رسیدن تنش به تنش تسلیم وجود نداشته باشد حد پائین‌تری برای تنش مجاز منظور می‌گردد.

شرایط کارایی قطعه از قبیل بررسی تغییر شکل و نظایر آن در روش ارتجاعی همواره تحت اثر بارهای مورد استفاده در سازه بررسی می‌گردد.

### روش طرح خمیری AISC

قسمت دوم آئین نامه AISC به طرح خمیری اختصاص دارد، طرح خمیری حالت مخصوصی از طراحی بطریق حد نهایی می‌باشد. در این روش حد نهایی مقاومت بایستی مقاومت خمیری قطعه گرفته شود. در طرح خمیری نرمه بودن فولاد (که دارای پله خمیری است) اساس طرح را تشکیل می‌دهد و از این خاصیت در تحلیل ایستاتی (استاتیکی) سازه‌های نامعین نظیر تیرهای یکسره و قابهای صلب استفاده می‌شود. رسیدن مقطع از یک سازه نامعین به مقاومت خمیری ممکن است بیانگر مقاومت نهایی آن سازه نباشد، زیرا هرگاه مقطعی به مقاومت خمیری برسد نحوه توزیع تنش در سازه تغییر کرده و سبب می‌شود که مقطعی دیگر نیز به مقاومت خمیری میل کند. هرگاه سازه با افزایش بار، دیگر قادر به تحمل بار بیشتری نگردد و به واژگونی رسید گفته می‌شود سازه به "مکانیسم شکست" (۱) رسیده است. اگر از طرح خمیری در طراحی سازه استفاده شده باشد باید کارایی سازه تحت اثر بارهای مورد استفاده در سازه با کنترل عواملی نظیر تغییر شکل و غیره بررسی گردد.

### روش طرح براساس ضرایب بار و مقاومت

در چند سال گذشته روش کلی حالات حدی، به تدریج مورد قبول AISC قرار گرفته است، لفظ LFRD که بر این روش کلی دلالت می‌کند نتیجه زحماتی است که توسط "واحد مستقل مشورتی" (۲) که تحت مدیریت، گالامبو (۳) اداره می‌شده است حاصل شده است. مقالاتی که توسط بین‌خام (۴) و هانسل (۵) (۱۷) گالامبو و راوندرا (۶)، (۱۸، ۲۱) ویسنر (۷) (۱۹) ارائه شده است بیانگر این فکر جدید است.

- |                        |                         |
|------------------------|-------------------------|
| (1) collapse mechanism | (2) Advisory Task Force |
| (3) Galambs            | (4) Pinkham             |
| (5) Hansell            | (6) Ravindra            |
| (7) Wiesner            |                         |

شکل رابطه پیشنهادی (17) برای حالات حدی بصورت زیر می‌باشد:

$$\Phi R_n \geq \gamma_0 \sum \gamma_i Q_i \quad , \quad i = (DL), (LL), W, S, \dots \quad (1-11)$$

در این رابطه  $R_n$  مقاومت اسمی (۱) است که در ضریب کمتر از واحد  $\Phi$  که نماینده درصد عدم اطمینان (۲) بر آن مقاومت می‌باشد ضرب شده است. درست راست رابطه، مجموع حاصلضربهای اثرات (لنگر خمشی، نیروی محوری، ...) بارهای وارده یعنی  $Q_i$  در ضرایب تزیاید (۳)  $Q_i$  قرار گرفته است. جمع نتایج حاصله در ضریب دیگری که با  $\gamma_0$  نشان داده شده است و به نام ضریب تحلیل (۴) گفته می‌شود ضرب شده است. این ضریب بعلت عدم دقتی که در تحلیل سازه‌ها وجود دارد بیش از یک خواهد بود. جهت توضیح عدم دقت در تحلیل سازه‌ها، می‌توان یک قاب صلب سه بعدی را در نظر گرفت، تحلیل یک چنین قابی به صورت دوبعدی انجام گرفته و اتصالات را عموماً ساده و یا صلب کامل در نظر می‌گیرند در حالیکه واقعیت چنین نیست و چیزی بین آن دو می‌باشد. اندیس  $\gamma$  بیانگر انواع بارها از قبیل بار مرده بار زنده، اثر باد، اثر برف است. درجهت مقایسه با فلسفه‌های طراحی موجود، می‌توان ضریب  $\Phi$  را به صورت عکس در سمت راست رابطه قرار داده و ضریب اطمینان را برحسب ضرایب موجود در رابطه محاسبه کرد.

#### تاریخچه تکامل طراحی در AISC

تعیین مقاومت حداکثر قطعه اولین پایه طراحی را گذاشته است زیرا که تعیین حداکثر باری که یک قطعه می‌تواند در زمان واژگونی تحمل نماید به طریق تجربی امری ساده بوده است. در این حالت اطلاعاتی مبنی بر مقدار و توزیع تنش داخلی در قطعه لزومی پیدانمی‌کرد. پس از جلب توجه و درک روش‌های ارتجاعی تحلیل که در حدود اوایل سالهای ۱۹۵۰ میلادی اتفاق افتاد روش طراحی به طریق تنش موجود به صورت بین‌المللی بعنوان بهترین روش مورد قبول واقع شد. از آنجائیکه فولاد تا رسیدن به تنش تسلیم رفتاری کاملاً "ارتجاعی" دارد (و امروزه تنش تسلیم کلیه انواع فولادها بدقت تعیین شده است) بنظر می‌رسد که یک چنین روشی بهترین روش طراحی برای سازه‌های فولادی باشد. پس از آنکه درک عمیق‌تری از عملکرد سازه‌های فولادی مخصوصاً "تحت بارهای حدی ممکن گردید بطور پیوسته تغییرات متعددی در

- |                      |                          |
|----------------------|--------------------------|
| (1) nominal strength | (2) undercapacity factor |
| (3) overload factor  | (4) analysis factor      |

روش طراحی سازه‌های فولادی به وجود آمد که نتایج آن در روش تنش موجود آئین‌نامه ۱۹۷۸- AISC به صورت انعکاسی از حالات حدی ظاهر شده است.

طراحی اتصالات به طریق تنش موجود همواره عملاً "براساس حداکثر مقاومت اتصال انجام گرفته است زیرا که طراحی قطعه در غیر این صورت تحلیل بسیار پیچیده‌ای را نیاز خواهد داشت. بهمین ترتیب در این روش از ابتدا طراحی ستونها براساس مقاومت نهایی آنها (تنش بحرانی در کمانش) استوار بوده است. در آئین‌نامه AISC سال ۱۹۶۱ میلادی طراحی تیرها نیز برپایه مقاومت حداکثر آنها (کمانش جانبی آنها) بیان شده و طراحی تیروورق‌ها نیز تجدیدنظر کامل شده و آن نیز براساس مقاومت نهایی استوار گردیده است.

طراحی براساس فلسفه خمیری فولاد از سال ۱۹۵۸ میلادی توسط AISC پذیرفته شده و تاکنون (۱۳۶۵ هجری شمسی) بصورت گسترده‌ای از این روش استفاده شده است. بدون شک در آینده، نزدیک روش کلی حد نهایی که قبلاً "نیاز آن بنام روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) یاد شد توسط AISC پذیرفته خواهد شد. این روش شامل روش حد خمیری نیز می‌گردد. آئین‌نامه AASHTO اخیراً (۳) نظیر این روش را که بنام روش ضریب بار<sup>(۱)</sup> خوانده می‌شود به عنوان روش انتخابی دیگری در برابر روش تنش‌های موجود ارائه داده است.

#### ۱-۹ = ضریب اطمینان

کلیه سازه‌ها و هریک از قطعات سازه‌ها می‌بایستی قادر باشند باری بیشتر از آنچه عملاً بر آنها وارد می‌شود تحمل کنند. یک چنین قدرت ذخیره‌ای سبب می‌شود که سازه‌ها اولاً بتوانند در صورت وارد شدن باری اضافه بر آنچه پیش‌بینی می‌شود مقاومت نمایند ثانياً " در برابر اجرای نسبتاً ناقص که سبب تقلیل مقاومت سازه می‌شود گسیختگی پیدا نکنند؛ از طرف دیگر انحرافات<sup>(۲)</sup> نیمرخ‌های مصرفی هرچند در حدود مجاز باشند سبب تقلیل مقاومت سازه خواهد شد و یا اینکه امکان دارد تنش تسلیم فولاد مصرفی اندکی کمتر از حداقل تنش تسلیم استاندارد باشد. ممکن است باری اضافه بر بار پیش‌بینی شده برای سازه در جهت تسهیل محاسبات در نظر گرفته شود و بهمین ترتیب ممکن است اثر برخی از بارها نادیده گرفته شود و یا ممکن است تغییراتی احتمالی در سیاست نصب بوجود آید. معمولاً "نبایستی انتظار داشت که تغییرات شدید در پیش‌بینی بارها توسط پیش‌بینی‌های ایمنی سازه خنثی گردد ولی در هر صورت اگر سیاست نصب معلوم باشد و بدانیم که آن چنان سیاستی سبب تغییر شرایط طرح

(1) load factor

(2) deviation

می‌گردد می‌باید در خلال طراحی، آن شرایط خاص را در نظر گرفت.

اطمینانی که در برابر خرابی برای سازه‌ها در نظر می‌گیرند بر اساس ترکیبی از مطالعات اقتصادی و آماری سازه خواهد بود و واضح است که از نظر اقتصادی نمی‌توان سازه‌ای طرح نمود که هرگز خراب نشود و بعبارت دیگر امکان طرح سازه بنحویکه در آن احتمال خرابی صفر باشد وجود ندارد. بکار بردن ضریب بار و یا ضریب اطمینان بمنظور این است که احتمال خرابی را از حد معقول معینی پائین‌تر نگهدارند.

ظاهراً وظیفه ASCE در سالهای ۱۹۶۶-۱۹۵۶ میلادی تعیین معنای لفظ "ضریب اطمینان" بوده است. گزارش نهایی کمیته فوق‌الذکر (14) خلاصه‌ای از مفاهیم لازم جهت درک ضریب اطمینان سازه‌ها و رابطه بین آن با تئوری احتمالات را دربر دارد. در این گزارش ذکر می‌شود "که کمیته در تحلیل ضریب اطمینان موفقیت کامل نداشته است زیرا که اعتقاد کمیته بر این است که جهت بررسی احتمالات موجود در این زمینه به مطالعاتی بیش از آنچه به آن اختصاص داده شده است نیازمند است".

اغلب آئین‌نامه‌های ساختمانی به منظور تأمین ایمنی سازه‌ها ضرایب متعددی را معین نکرده‌اند. می‌توان گفت که باید حداقل مقاومت سازه یا قطعه بمیزان معینی بیش از حداکثر بار وارده باشد. فرض کنید که میزان بار واقعی از بار پیش‌بینی شده بمیزان  $\Delta S$  افزایش داشته باشد در این حالت مقاومت واقعی بمیزان  $\Delta R$  کمتر از مقاومت محاسباتی خواهد شد. اگر سازه درست محاسبه شده باشد، بایستی روابط زیر در مورد آن صدق نماید:

$$R - \Delta R = S + \Delta S$$

$$R \left(1 - \frac{\Delta R}{R}\right) = S \left(1 + \frac{\Delta S}{S}\right) \quad (12-1)$$

به این ترتیب درجه ایمنی و یا به عبارت دیگر ضریب اطمینان نسبت مقاومت اسمی به بار طراحی خواهد بود.

$$FS = \frac{R}{S} = \frac{1 + \frac{\Delta S}{S}}{1 - \frac{\Delta R}{R}} \quad (13-1)$$

رابطه (13-1) برحسب اضافه بار وارده بر سازه  $\frac{\Delta S}{S}$  و تقلیل ظرفیت  $\frac{\Delta R}{R}$  می‌باشد و بهیچ عنوان از ضرایبی که در تعیین هر یک از دو عامل فوق‌مؤثرند یاد نمی‌کند. اگر فرض شود برحسب اضافه باری اتفاقی  $\left(\frac{\Delta S}{S}\right)$  می‌تواند تا ۴۰ درصد مقدار متوسط بارگذاری برسد)

تقلیل مقاومتی  $\frac{\Delta R}{R}$  اتفاقی برابر با ۱۵ درصد آنچه بطور معمول می‌تواند داشته باشد حاصل شود خواهیم داشت:

$$FS = \frac{1 + 0.4}{1 - 0.15} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65$$

واضح است که حتی اگر درصد تغییرات فوق‌الذکر صحیح باشد فقط می‌تواند بیان‌کننده حالت احتمالی، بخصوصی باشد و این به آن معنی نیست که احتمال تغییرات بیش از آن صفر است. بحث در آمار و احتمالات خارج از موضوع این کتاب است در هر صورت خواننده می‌تواند به مراجع (14) و (15) بمنظور دست‌یابی به بررسی گسترده‌تر مراجعه نماید.

در آئین نامه AISC سال ۱۹۷۸ میلادی در روش "تنش موجود" ضریب اطمینانی برابر با  $FS = 1.67$  و در روش "طرح خمیری" ضریب اطمینانی برابر با " $FS = 1.7$ " در نظر گرفته شده است که عملاً بیان‌کننده یک مقدار واحدند، چون بایستی ظرفیت‌ها را بر  $1/67$  تقسیم نمائیم لازمست که آنها را به ضریبی برابر با  $6/5$  در روش "تنش موجود" ضرب کنیم. در طرح خمیری بارها در ضریب  $1/7$  که عدد مناسبی است ضرب میشوند.

## مراجع مولفین

1. Hans Straub, *A History of Civil Engineering*. Cambridge, Mass.: M.I.T. Press, 1964 (pp. 173-180).
2. *American National Standard Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*. New York: American Standards Institute, ANSI A58.1-1972.
3. *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 12th ed., Washington, D.C., 1977 (also 1978-79 Interim Provisions).
4. "Specifications for Steel Railway Bridges." Chicago, Ill.: American Railway Engineering Association, 1965.
5. *Specification for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*. New York: American Institute of Steel Construction, 1978.
6. "Wind Forces on Structures," Task Committee on Wind Forces, Committee on Loads and Stresses, Structural Division, ASCE. Preliminary Reports, *Journal of Structural Division*, ASCE, 84, ST4 (July 1958); and Final Report, *Transactions*, ASCE, 126, pt. II (1961), 1124-1198.
7. "Lateral Forces of Earthquake and Wind," Joint Committee of San Francisco Section, ASCE, and Structural Engineers Association of Northern California, *Transactions*, ASCE, 117 (1952), 716-780. (Includes extensive bibliography.)
8. John M. Biggs, *Introduction to Structural Dynamics*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1964, Chap. 6.
9. C. H. Norris et al., *Structural Design for Dynamic Loads*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1959, Chaps. 16-18.
10. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. San Francisco: Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, 1967.
11. *Manual of Steel Construction*, 8th ed., Chicago: American Institute of Steel Construction, Inc., 1980.
12. *Cold-Formed Steel Design Manual*. New York: American Iron and Steel Institute, 1977 (see part V, Charts and Tables).
13. *Standard Specifications Load Tables and Weight Tables*. Richmond, Va.: Steel Joist Institute, 1978.
14. Alfred M. Freudenthal, Jewell M. Garrelts, and Masanobu Shinozuka, "The Analysis of Structural Safety," *Journal of Structural Division*, ASCE, 92, ST1 (February 1966), 267-325.
15. C. Allin Cornell, "A Probability-Based Structural Code," *ACI Journal*, *Proceedings*, 66, December 1969, 974-985.
16. *National Building Code of Canada*. Ottawa: Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, 1977.
17. C. W. Pinkham and W. C. Hansell, "An Introduction to Load and Resistance Factor Design for Steel Buildings," *Engineering Journal*, AISC, 15, 1 (First Quarter 1978), 2-7.
18. Theodore V. Galambos and M. K. Ravindra, "Proposed Criteria for Load

- and Resistance Factor Design," *Engineering Journal*, AISC, 15, 1 (First Quarter 1978), 8-17.
19. Kenneth B. Wiesner, "LRFD Design Office Study," *Engineering Journal*, AISC, 15, 1 (First Quarter 1978), 18-25.
  20. *Standard Specification for General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use*, ANSI/ASTM A6-78. Philadelphia, Pa: American Society for Testing and Materials, 1978. Also adopted by the American National Standards Institute.
  21. Mayasandra K. Ravindra and Theodore V. Galambos, "Load and Resistance Factor Design for Steel," *Journal of Structural Division*, ASCE, 104, ST9 (September 1978), 1337-1353.





## فولاد و خواص آن

### ۲-۱- فولادهای ساختمانی

از اوایل معرفی فولاد به عنوان یکی از عمده‌ترین مصالح ساختمانی تا حدود سالهای ۱۹۶۰ میلادی، تنها فولادی که برای سازه‌های فولادی ساخته می‌شد از نوع فولاد نرمه بود، و اغلب طراحان بدون ذکر نوع فولاد تنها از لفظ فولاد برای معرفی فولاد مورد نیاز برای سازه مورد نظر خود استفاده می‌کردند و آئین‌نامه AISC تنها مقدار تنش مجاز و مشخصات لازم فولاد را منحصرراً به فولاد A7 اختصاص می‌داد. سایر انواع فولادها نظیر فولادهای خود حفاظ (مقاوم در برابر خوردگی) (نظیر A242) و فولادهای مخصوص سازه‌های جوشی (نظیر A373) عملاً در ساختمانها کاربرد نداشتند و فقط گاهگاهی در ساختمان پل‌ها از این نوع فولادها استفاده می‌شد.

امروزه (۱۳۶۵ هجری شمسی) مخصوصاً در کشورهای پیشرفته صنعتی انواع مختلف فولادهای اعلای ساختمانی این امکان را برای طراحان بوجود آورده است که در مقاطع با تنش بالای سازه‌ها بجای بالا بردن سطح مقطع قطعه از فولاد مقاوم‌تری استفاده نمایند. با یک چنین امکاناتی، طراح میتواند برحسب سلیقه خود به حداکثر صلبیت و یا حداقل وزن دست یابد. یکی دیگر از عوامل بسیار مهم در طراحی سازه‌ها جلوگیری از اجبار در رنگ آمیزی متوالی سازه‌های عریان فولاد است. یک چنین مهمی با کاربرد فولادهای مخصوصی ممکن میگردد. جداریرونی این نوع فولادها در مجاورت هوا بعلمت اکسایش تبدیل به پوششی مقاوم در برابر ادامه بیشتر اکسایش شده و رنگ قرمز تیره و مایل به قهوه‌ای پیدا می‌کند. گرچه قیمت این نوع فولادها نسبتاً بالاست ولی اگر هزینه حفاظت سازه فولادی در برابر جوی بالا باشد انتخاب یک چنین فولادی راه صحیحی برای طراحی سازه به‌شمار خواهد آمد.

برخی از فولادها برای سازه‌های جوشی مناسب‌تر بوده و برخی دیگر برای ظروف تحت فشار در درجه حرارت‌های بالاتر و یا پائین‌تر از درجه حرارت متعارف مناسب‌تر می‌باشند.

---

(1) pressure vessels

به منظور درک خواص مقاومتی فولاد در مسائل طراحی، آئین‌نامه‌های مختلف مخصوصاً "AISC تنش تسلیم فولاد در کشش را بعنوان مشخصه اصلی فولاد جهت تعیین تنش مجاز آن تحت اثر انواع مختلف بارگذاریها برمی‌گزیند. لفظ "تنش تسلیم" (۱) به تنشی اطلاق می‌شود که در اغلب فولادهای متعارف ساختمانی (فولادهای نرمه) مرزی معین بین عملکرد ارتجاعی و خمیری فولاد ترسیم می‌کند. ولی یک چنین تنشی در فولادهای مقاوم (و فولادهای اعلی) به تنشی اطلاق می‌شود که در آن تنش، کرنش فولاد دارای مقدار معینی باشد. امروزه فولادهای ساختمانی با تنش تسلیم مختلفی (۱۶۵۰ بار تا ۶۹۰۰ بار) ساخته می‌شوند. این نوع فولادها در سه نوع فولادهای کربنی (۲)، فولادهای مقاوم (۳)، فولادهای - آلیاژی (۴) ساخته می‌شوند. که برای اطلاع از مشخصات کامل آنها یا بستنی به کاتالوگهای سازندگان فولادهای مختلف مراجعه نمود.

#### فولادهای کربنی

فولادهای کربنی به فولادهایی اطلاق می‌شود که حداکثر درصد عناصر تشکیل دهنده آنها بجز آهن به مقادیر زیر محدود شده باشد:

کربن ۱/۷ درصد    منگنز ۱/۶۵ درصد    سیلیس ۰/۶ درصد    من ۰/۶ درصد  
(بجز گوگرد و فسفر)

کربن و منگنز عمده‌ترین عناصری هستند که سبب بالا رفتن مقاومت آهن می‌گردند. عموماً این نوع فولادها را به چهار دسته زیر تقسیم می‌کنند:

فولاد کم کربن (با درصد کربنی کمتر از ۰/۱۵ درصد)  
فولاد با کربن نسبتاً متوسط - فولاد نرمه (با درصد کربنی بین ۰/۱۵ درصد تا ۰/۲۹ درصد)  
فولاد با کربن متوسط - فولاد اعلا (با درصد کربنی بین ۰/۳۰ درصد تا ۰/۵۹ درصد)  
فولاد با کربن بالا (با درصد کربنی بین ۰/۶ درصد تا ۱/۷ درصد)

فولادهای ساختمانی عموماً "در دسته" فولادهای با کربن نسبتاً متوسط قرار دارند. بعنوان مثال فولاد A36 درصد کربنی حداکثر بین ۰/۲۵ درصد و ۰/۲۹ درصد خواهد داشت. این نوع فولادها دارای حد مشخص جاری شدن خواهند بود. با بالا رفتن درصد کربن فولاد،

- (1) yield stress                      (2) carbon steel  
(3) high - strength low - alloy steel  
(4) alloy steels

تنش تسلیم (جاری شدن) فولاد بالا رفته، شکل پذیری آن تقلیل یافته و جوش پذیری آن نقصان می‌یابد. جوشکاری راحت و اقتصادی فولاد که بدون پیش گرمی، پس گرمی و یا الزام به کاربرد الکترودهای غیرمتعارف انجام می‌گیرد عمدتاً "زمانی ممکن است که درصد کربن فولاد کمتر از ۰/۳ درصد باشد".\*

#### فولادهای مقاوم:

این گروه شامل فولادهایی است که تنش تسلیم آنها در محدوده ۲۷۵۰ تا ۴۸۰۰ بار الی ۲۷۵۰ بار الی ۴۸۰۰ بار قرار گرفته است. این فولادها نیز همانند فولادهای کربنی دارای پله، خمیری مشخصی هستند و فقط علاوه بر کربن به میزان کمی با فلزات دیگری نظیر کرم، کلسیم، مس، منگنز، مولیبدن، نیکل، فسفر، وانادیم یا زیرکونیم آلیاژ شده‌اند. همانگونه که بالا رفتن درصد کربن در فولادهای کربنی سبب بالا رفتن مقاومت در آنها می‌شود، در این گروه از فولادها نیز به علت تغییر ساختار مولکولی فولاد با اضافه شدن آلیاژهای فوق‌الذکر مقاومت فولاد بالا می‌رود. بزبان دیگر در بالا رفتن مقاومت این نوع فولادها هیچ‌گونه عملیات خاص حرارتی در تولید فولاد بعمل نمی‌آید\*\*.

#### فولادهای آلیاژی:

در این نوع فولادها به منظور دست یابی به مقاومت بالای تسلیم (۵۵۰۰ بار الی ۷۶۰۰ بار) آنها را تحت عملیات تبرید و بازپخت<sup>(۱)</sup> قرار می‌دهند. چون این نوع فولادها دارای پله، خمیری مشخصی نیستند لذا تنش این نوع فولادها را در نقطه‌ای که برای آن نقطه کرنش فولاد ابرابر با ۰/۲ درصد باشد معین کرده و آن تنش را تنش تسلیم فولاد می‌نامند. جوشکاری این نوع فولادها طبق روشی خاص انجام گرفته و معمولاً "پس از جوشکاری پس گرمی فولاد لزومی پیدا نمی‌کند ولی در مواردی خاص بازپخت فولاد به منظور آزاد نمودن تنش جوش الزامی خواهد بود. برخی از فولادهای کربنی را می‌توان به منظور بالا بردن مقاومت آنها (تا حد ۵۵۰۰

---

\* بر طبق ضوابط ASTM فولادهای A570, A529, A501, A500, A53, A36  
A706, A611 در زمره فولادهای کربنی قرار دارند

\*\* بر طبق ضوابط ASTM فولادهای A606, A588, A572, A441, A441, A242  
A709, A618, A607 در رده فولادهای مقاوم قرار دارند

(1) quenched and tempered steels

بار) تحت عملیات حرارتی قرار داد ولی اکثر چنین فولادهایی فولادهای آلیاژی می باشند زیرا که در این نوع فولادها درصد کربن به ۰/۲ درصد محدود شده و لذا تحت حرارت و جوشکاری از ایجاد ساختار ملکولی نامناسبی که سبب احتمال بروز ترک فولاد در حین جوشکاری خواهد شد جلوگیری می شود.

حین عملیات حرارتی، فولاد را حداقل تا ۹۰۰ درجه سانتیگراد حرارت داده و سپس آنرا به یکباره با استفاده از آب یا روغن تا حدود ۱۹۰ درجه سانتیگراد خنک می کنند (تبرید) و سپس این فولاد را دوباره تا ۶۲۰ درجه سانتیگراد حرارت داده و بصورت طبیعی (در حرارت محیط) خنک می کنند (بازپخت).

و سختی فولاد گاسته شود ولی تا حد بسیار قابل توجهی چقرمگی (۱) و شکل پذیری (۲) فولاد را بالا می برد. تقلیلی در مقاومت و سختی فولاد بر اثر بالا رفتن درجه حرارت بوجود می آید، که بر اثر رسوب (۳) کاربید، کلسیوم، تیتانیوم و یا وانادیم سختی از دست رفته بنوعی باز می گردد. این نوع رسوب در حدود دمای ۵۱۰ درجه سانتیگراد شروع شده، تا حدود دمای ۶۸۰ درجه سانتیگراد به سرعت افزایش می یابد، اگر بازپخت فولاد به منظور دست یابی کامل از فواید آن تا حوالی ۶۸۰ درجه سانتیگراد انجام گیرد، امکان دارد به ناحیه تبدیل (۴) ساختار فولاد داخل شده و نهایتاً به فولادی دست یابیم که امکان تولید آن بدون عملیات تبرید و بازپخت ممکن می بود.

به صورت خلاصه می توان گفت که تبرید فولاد سبب ایجاد مارتنزیت (۵) که ساختاری بسیار سخت، محکم و شکننده دارد می گردد و حرارت دوباره فولاد سبب تقلیل مقاومت و سختی آن شده ولی چقرمگی و نرمی فولاد را افزایش می دهد. بمنظور دست یابی به اطلاعات جامع تری درباره متالورژی فرآیند تبرید و بازپخت فولاد به کتاب مرجع (۲) این فصل مراجعه شود\* در شکل (۲-۱) نمونه ای از تغییرات منحنی تنش- کرنش فولادهای نشان داده شده است.

## ۲-۲- فولاد پیچ

بر طبق ضوابط ASTM از فولاد A307 که از نوع فولاد کم کربن می باشد برای پیچ های

- |                   |                         |
|-------------------|-------------------------|
| (1) toughness     | (2) ductility           |
| (3) precipitation | (4) transformation zone |
| (5) martensite    |                         |

\* بر طبق ضوابط ASTM نظیر فولادهای A514 و A709

غیردقیق و سیاه استفاده می‌کنند. از این نوع فولاد برای پیچ‌های Grade A که عمدتاً برای مصارف کلی استفاده میشود و دارای مقاومتی کششی برابر با ۴۱۵۰ بار می‌باشد و برای پیچ‌های Grade B که برای اتصالات فلنج قوطی‌ها استفاده می‌شود و دارای مقاومتی کششی برابر با ۷۰۰۰ بار می‌باشند استفاده می‌گردد. این نوع فولادها دارای پلهٔ خمیری معینی نبوده و تنش مربوط به کرنش ۰/۲ درصد تنش تسلیم آنها به حساب می‌آید.

پیچ‌های مقاومت بالای A325 را از فولاد با کربن متوسطی می‌سازند که تحت عملیات حرارتی تبرید و بازپخت قرار گرفته باشد. برای این نوع فولادها مقدار کربن به ۰/۳۰ درصد محدود شده است. فولاد این پیچ‌ها را پس از حرارت لازم تحت تبرید قرار داده و سپس آنرا دوباره تا حدود ۴۲۵ درجه سانتیگراد حرارت می‌دهند. شکل منحنی کشش این نوع فولادها بیشتر مشابه منحنی کشش فولادهای مقاوم می‌باشد. مقاومت کششی این نوع فولادها از ۷۳۳۰ بار (برای پیچ‌های  $\frac{1}{8}$  اینچ الی  $\frac{1}{4}$  اینچ) الی ۸۳۸۰ بار (برای پیچ‌های به قطر  $\frac{1}{4}$  اینچ الی ۱ اینچ) تغییر می‌کند. تنش تسلیم این فولاد برای دو نوع پیچ‌های فوق‌الذکر به ترتیب ۵۶۶۰ بار و ۶۴۳۰ بار معین شده است.

پیچ‌های مقاومت بالای A449 توسط عملیات حرارتی و تبرید و بازپخت تهیه شده و تنش تسلیم و مقاومت کششی آنها برابر با تنش تسلیم و مقاومت کششی پیچ‌های A325 است. این نوع پیچ‌ها به قطرهای بیشتر از ۳ اینچ نیز ساخته می‌شود.

فولاد پیچ‌های A490 حداکثر دارای ۰/۵۳ درصد کربن بوده و مقادیر فلزات آلیاژی آنها همانند فولاد A514 می‌باشد. فولاد این نوع پیچ‌ها را پس از حرارت و تبرید در روغن تا دمای ۴۸۰ درجه سانتیگراد داغ می‌کنند. تنش تسلیم این نوع فولادها که در کرنش ۰/۲ درصد معین می‌شود برای پیچ‌های قطورتر از  $\frac{1}{4}$  اینچ الی ۴ اینچ برابر با ۸۰۳۰ بار و برای پیچ‌های کم قطرتر از  $\frac{1}{4}$  اینچ برابر با ۹۰۸۰ بار می‌باشد.

## ۲-۳- فولاد الکترودها

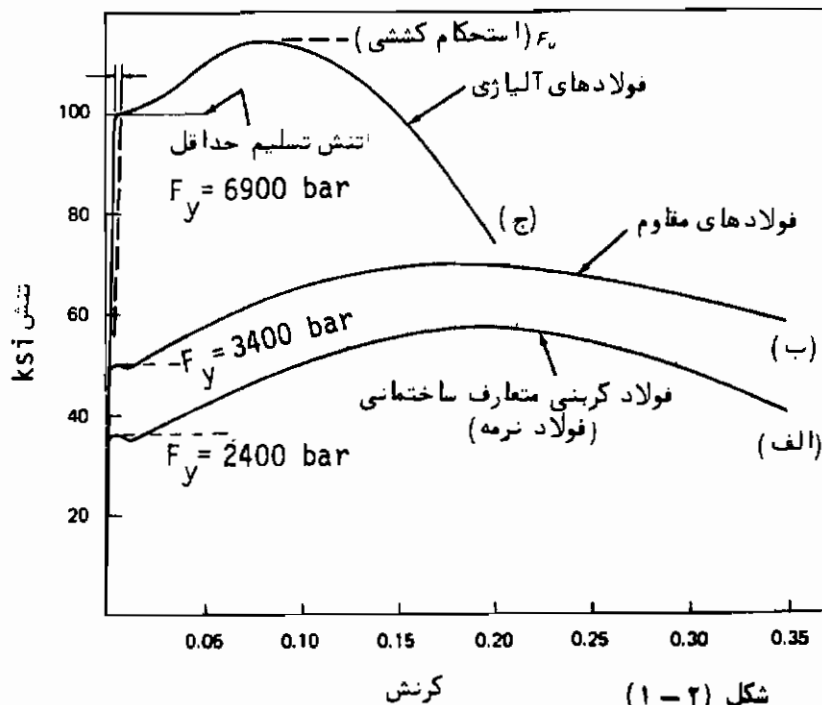
الکترودهایی که در جوش خود حفاظ قوس الکتریک (۱) (SMAW) بکار برده می‌شوند برحسب ضوابط AWS مشخص شده‌اند. این نوع الکترودها که از نوع الکترودمصرفی می‌باشند با علائم E 60 xx, E 70 xx, E 80 xx, E 90 xx, E 100 xx و E 110 xx مشخص شده‌اند. حرف E در این علائم به معنی الکتروده بوده و دو رقم اول بیان کنندهٔ مقاومت کششی فولاد الکتروده

(1) shielded metal arc welding

برحسب  $ksi$  (که از ۴۱۴۰ بار الی ۷۶۰۰ بار متغیر است) و دو رقم عددی که با  $X$  مشخص شده‌اند بیان‌کننده گروه و وضعیت مصرفی الکتروود است.

برای جوش غوطه‌ور<sup>(۱)</sup> قوس الکتریک (SAW) از الکتروودهایی استفاده می‌شود که با علائم  $F11X - EXXX$  و  $F10X - EXXX, F9X - EXXX, F8X - EXXX, F7X - EXXX, F6X - EXXX$  مشخص شده‌اند.  $F$  بیان‌کننده گذار آور حافظ قوس الکتریک بوده و عدد بعد از  $F$  نشان دهنده مقاومت کششی فولاد الکتروود است (۶ یعنی  $60 ksi$ ) و  $X$  بعد از عدد بیان‌کننده نتیجه مقاومت ضربه‌ای شاریبی<sup>(۲)</sup> است و  $EXXX$  نشان دهنده موارد استعمال الکتروود می‌باشد.

برای جوش باحفاظ‌گازی<sup>(۳)</sup> (GMAW) و جوش با الکتروود با هسته گذار آور<sup>(۴)</sup> (FCAW) قوس الکتریک بترتیب مشخصات الکتروود مصرفی را با  $E70 S-X$  و  $E70 T-X$  نشان می‌دهند؛ که عدد ۷۰ نشان دهنده مقاومت کششی الکتروود برحسب  $ksi$  می‌باشد. سایر مشخصات این نوع الکتروودها در جدول (۱-۲) نشان داده شده است.



- (1) submerged arc welding (2) Charpy  
 (3) gas metal arc welding (4) flux cored arc welding

جدول (۲-۱) مشخصات الکترودهای مناسب ناره‌های فولادی بر حسب شرایط

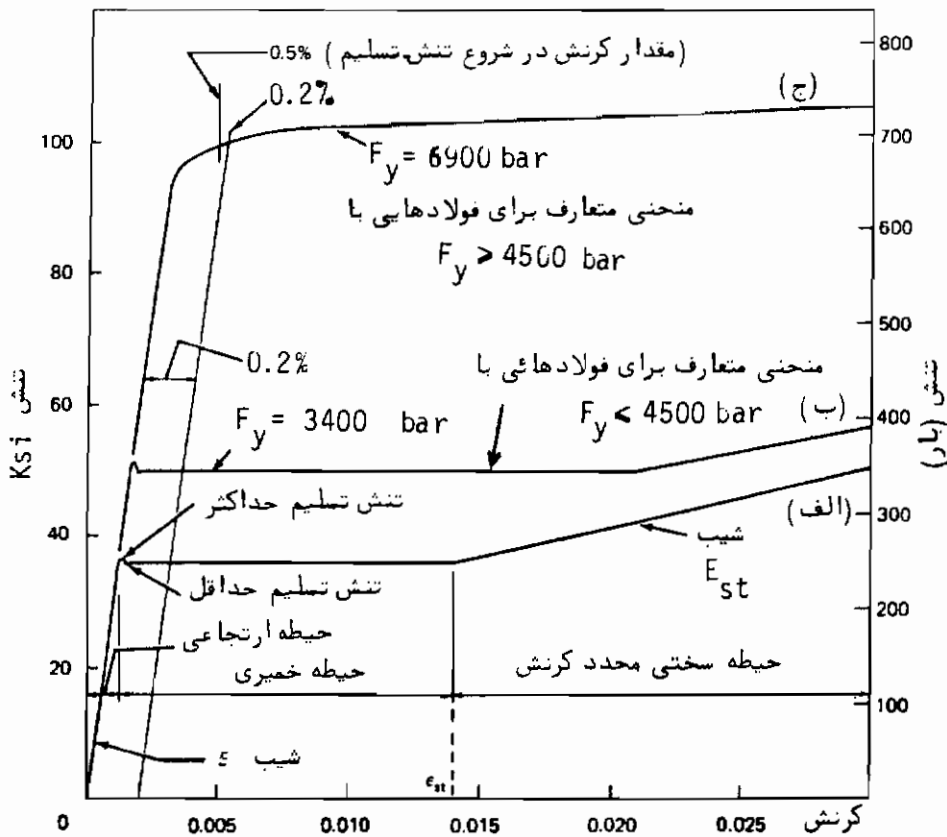
مراپند							
حوشکاری خود حفاظ الکتریکی (SMAW)		حوشکاری با حفاظ کاری (GMAW)		تنش تسلیم حدافل		استحکام کشی حدافل	
AWS A5.1 A5.5	AWS A5.17 A5.23	AWS A5.18	AWS A5.20	(ksi)	bar	(ksi)	bar
E60XX				50	3450	67	4600
	F6X-EXXX			50	3450	62-80	4250-5500
			E60T-X	50	3450	62	4250
E70XX				57	3950	70	4850
	F7X-EXXX			60	4150	70-95	4850-6550
		E70-X	E70-X	60	4150	72	4950
E80XX				67	4600	72	4950
	F8X-EXXX			68	4700	80-100	5500-6900
		Grade E80S		65	4500	80	5500
			Grade E80T	68	4700	80-95	5500-6550
E100XX				87	6000	100	6900
	F10X-EXXX			88	6050	100-130	6900-8950
		Grade E100S		90	6200	100	6900
			Grade E100T	88	6050	100-115	6900-7900
E110XX				97	6700	100	7600
	F11X-EXXX			98	6750	110-130	7600-8950
		Grade E110S		98	6750	110	7600
			Grade E110T	98	6750	110-125	7600-8600

۲-۴ - منحنی تنش - کرنش فولاد در درجه حرارت محیط

در شکل (۲-۲) نمونه‌هایی از منحنی تنش - کرنش فولاد تحت اثر کشش برای سه نوع فولاد کربنی، مقاوم و آلیاژی نشان داده شده است. بایستی دکر گردد که اگر از کماتش قطعه آزمایشی تحت اثر فشار ساده جلوگیری شود منحنی تنش کرنش فولاد کاملاً "متشابه منحنی آن تحت اثر کشش ساده خواهد بود. در این شکل قسمتی از منحنی تنش - کرنش فولاد که از آن در محاسبات قطعات فولادی استفاده می‌شود در مقیاسی بزرگ به منظور توضیح شکل منحنی نشان داده شده است.

بمنظور ترسیم منحنی تنش - کرنش فولاد، نیروی اعطالی بر نمونه آزمایشی را بر سطح مقطع اولیه فولاد تقسیم کرده و مقدار تنش را معین می‌کنند و کرنش نیز از تقسیم ازدیاد طول

نمونه بر طول اولیه نمونه بدست خواهد آمد. یک چنین منحنی را منحنی مهندسی تنش - کرنش<sup>(۱)</sup> می‌نامند. از طریق این منحنی سوءالات ممکن عملی پاسخ داده می‌شود. شکل این منحنی بنحویست که تا نقطه حداکثری صعود کرده و سپس با شروع باریک شدن مقطع نمونه منحنی نزول خود را تا لحظه انقطاع نمونه ادامه می‌دهد. تنش مربوط به نقطه اوج منحنی مقاومت کششی<sup>(۲)</sup> فولاد نامیده می‌شود. بمنظور ترسیم منحنی واقعی تنش - کرنش<sup>(۳)</sup> فولاد، تنش را از تقسیم نیروی وارده بر سطح مقطع لحظه‌ای فولاد بدست می‌آورند، در یک چنین منحنی، نقطه اوجی وجود نخواهد داشت بلکه منحنی تا لحظه انقطاع صعود خواهد کرد.



شکل (۲-۲) - نمونه بزرگ شدای از منحنی‌های تنش-کرنش فولادها

- (1) engineering stress - strain
- (2) tensile strength
- (3) true strain - true strain curve



منحنی‌های تنش - کرنش اغلب فولادهای ساختمانی تا حد خطی (۱) که عملاً " برای فولادهایی که تنش تسلیم آنها از ۴۵۰۰ بار کمتر است بر تنش تسلیم آن فولادها منطبق است بصورت یک خط راست امتداد می‌یابد. در مورد فولادهای آلیاژی چون منحنی از نقطه‌ای نامشخص بصورت تدریجی شکل خطی خود را از دست می‌دهد. لذا تنش تسلیم چنین فولادهایی را برحسب قرارداد در نقطه‌ای که دارای کرنشی برابر با ۰/۲ درصد بوده و یا تغییر طول فولاد برابر با ۰/۵ درصد تغییر طول کلی نمونه آزمایشی باشد قبول می‌کنند (منحنی ج) در شکل ۲-۲).

نسبت تنش بر کرنش را در ناحیه خطی منحنی‌ها که عملاً " برای فولادها عدد ثابتی را مشخص می‌کند با حرف E نشان داده و آنرا ضریب یانگ (۲) یا ضریب ارتجاعی (۳) فولاد می‌نامند. مقدار E برای فولادهای ساختمانی حدوداً " برابر با ۲۰۷۰۰۰۰۰ بار می‌باشد. در ناحیه خطی منحنی تنش - کرنش نمونه آزمایشی پس از حذف بار تغییر شکل خود را از دست داده و شکل اولیه خود را پیدا می‌کند و بدین جهت این قسمت را ناحیه ارتجاعی (۴) می‌نامند. گرچه تحت اثر بار مورد استفاده (۵) عملاً محاسبات سازه‌های فولادی سعی می‌کنند که با در نظر گرفتن ضریب اطمینانی مناسب تنش قطعات فولادی را در ناحیه خطی آن نگهدارند با این وجود به منظور اطمینان از عدم تجاوز تغییر شکل قطعات از مقادیر مجاز آن همواره تغییرات منحنی تنش - کرنش تا نقطه‌ای که برای آن نقطه کرنش فولاد در حدود ۱۵ الی ۲۰ برابر کرنش حد ارتجاعی باشد مورد نیاز خواهد بود.

برای فولادهایی که منحنی تنش - کرنش آنها مطابق منحنی‌های (الف) و (ب) می‌باشد زمانی فرا می‌رسد که بار، تنش ثابت کرنش نمونه فولادی افزایش می‌یابد، این ناحیه از منحنی را ناحیه خمیری (۶) می‌گویند. در طرح خمیری سازه‌های فولادی از مشخصات این ناحیه فولاد به منظور دستیابی به مقاومت خمیری سازه استفاده می‌کنند (در این نوع محاسبات تنش مربوط به این قسمت را که همان تنش تسلیم فولاد است به عنوان تنش نهایی فولاد می‌پذیرند). در نوع فولاد مربوط به منحنی (ج) می‌توان به نوعی ناحیه‌ای را ناحیه خمیری فولاد نامید. ولی در این نوع فولادها همواره به ازاء افزایش کرنش، تنش فولاد نیز قدری افزایش می‌یابد و بدین جهت تا این زمان (سال ۱۳۶۵ هجری شمسی) اعمال روش طرح خمیری به این نوع فولادها

- (1) proportional limit      (2) young's modulus  
 (3) modulus of elasticity    (4) elastic range  
 (b) service load              (6) plastic range

مجاز نمی باشد .

هرگاه کرنش نمونه فولادی به ۱۵ الی ۲۰ برابر کرنش حد ارتجاعی برسد بار دیگر فولاد در مقابل افزایش کرنش از خود سختی نشان می دهد به عبارت دیگر منحنی تنش - کرنش فولاد با شیبی ملایم تراز شیب قسمت ارتجاعی فولاد امتداد پیدا می کند ، این ناحیه از منحنی را ناحیه سختی کرنش<sup>(۱)</sup> می گوئیم . صعود منحنی در این ناحیه تا مقاومت کششی فولاد ادامه خواهد یافت و شیب منحنی تنش - کرنش را در این قسمت ، ضریب سختی کرنش  $E_{st}$  می گویند . به طور متوسط مقدار  $E_{st}$  و  $E_{st}$  (کرنش در نقطه شروع ناحیه سختی کرنش) برای دو نوع فولاد امریکایی A36 ، (یکنوع فولاد کربنی نرمه) و A441 (یکنوع فولاد مقاوم) به صورت زیر معین کرده اند :

A36	$E_{st} = \%14$	$E_{st} = 62000$	بار
A441	$E_{st} = \%21$	$E_{st} = 48000$	بار

در حالت کلی از مشخصات ناحیه سختی کرنش در طراحی سازه های فولادی استفاده ای نمی شود فقط بمنظور تأمین برخی از محدودیت های لازم جهت کماتش قطعات فولادی گاهی از عملکرد فولاد در ناحیه سختی کرنش استفاده می شود .

شکل منحنی تنش - کرنش فولاد بیان کننده نرمی فولاد نیز می باشد . نرمی فولاد را می توان مقدار تغییر شکل غیر قابل برگشت فولاد دانست . اندازه گیری نرمی فولاد با تعیین درصد تغییر طول نمونه فولادی پس از گسیختگی نیز معین می شود . نرمی (۲) فولاد بسیار مهم است زیرا که فولاد نرم تحت اثر افزایش فوق العاده تنش ، تغییر شکل یافته و سبب آرایش جدید تنش در مقطع قطعه فولادی می شود . در روش های محاسباتی که بر مقاومت نهایی فولاد استوار شده اند نرمی فولاد بسیار اهمیت دارد . زیرا در این نوع روش ها فولاد را کاملاً نرم فرض می کنند تا بتوانند به کمک تغییر شکل های فوق العاده در سوراخها و یا اتصالات و همچنین در قطعات ، روش محاسبه مناسبی ارائه دهند .

## ۲-۵- جقرمگی (۳) و فنریت (۴)

جقرمگی و فنریت بیان کننده قدرت جذب انرژی مکانیکی فولاد است . اگر نوع تنش فولاد یک محوری باشد مقدار آن دو را می توان با استفاده از منحنی تنش - کرنش فولاد

- |                      |                |
|----------------------|----------------|
| (1) strain hardening | (2) ductility  |
| (3) toughness        | (4) resilience |

(نظیر منحنی ۲ - ۱) بدست آورد .

فتریت نشان دهنده قدرت جذب انرژی ارتجاعی مصالح است . ضریب فتریت (۱) مقدار انرژی ارتجاعی قابل جذب توسط واحد حجم مصالح را می‌رساند که مقدار آن برای فولاد با سطح زیرمنحنی تنش - کرنش تا شروع نقطه خمیری معین می‌شود .  
چقرمگی مقدار انرژی قابل جذب ارتجاعی و غیرارتجاعی توسط واحد حجم مصالح تا لحظه گسیختگی است . اگر تنش تک محوری باشد مقدار چقرمگی را می‌توان با سطح زیر منحنی تنش - کرنش معین کرد . این سطح را گاهی ضریب چقرمگی (۲) نیز می‌گویند . چون کلیه قسمت‌های نمونه کششی به‌مراه هم باریک نشده و نمونه به آن صورت گسیخته نمی‌شود بدین جهت سطح زیرمنحنی بیان‌کننده مقدار تقریبی چقرمگی مصالح خواهد بود . برای اینکه بتوان مقدار این دو کمیت را برای برخی از فولادها معین نمود ، بهتر است به جدول (۲ - ۲) مراجعه کرد .

جدول (۲ - ۲) - مقدار چقرمگی و فتریت برای چند نوع فولاد -

انواع فولادها	فتریت		چقرمگی	
	(in-lb/in. <sup>3</sup> )	(kN.m/m <sup>3</sup> )	(in-lb/in. <sup>3</sup> )	(kN.m/m <sup>3</sup> )
فولاد کربنی				
(A36 نظیر $F_y = 36 \text{ ksi}$ )	22	152	12,000	82,700
فولاد مقاوم				
(A441 نظیر $F_y = 50 \text{ ksi}$ )	43	296	15,000	103,000
فولاد تیرید و باریجت شده کربنی				
( $F_y = 70 \text{ تا } 80 \text{ ksi}$ )	110	758	18,000	124,000
فولاد تیرید و باریجت شده آلیاژی				
(A514 نظیر $F_y = 100 \text{ ksi}$ )	170	1170	19,000	131,000

کمیت‌های مربوط به سه نوع فولاد A36, A441 و A514 با تقریب اندکی با سطح زیرمنحنی‌های شکل (۲ - ۱) مطابقت دارد .

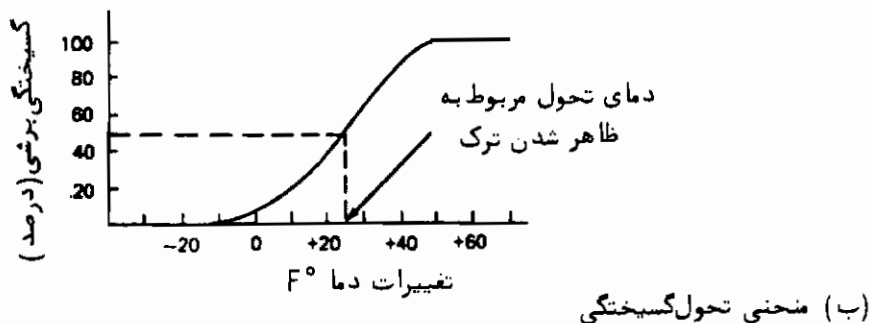
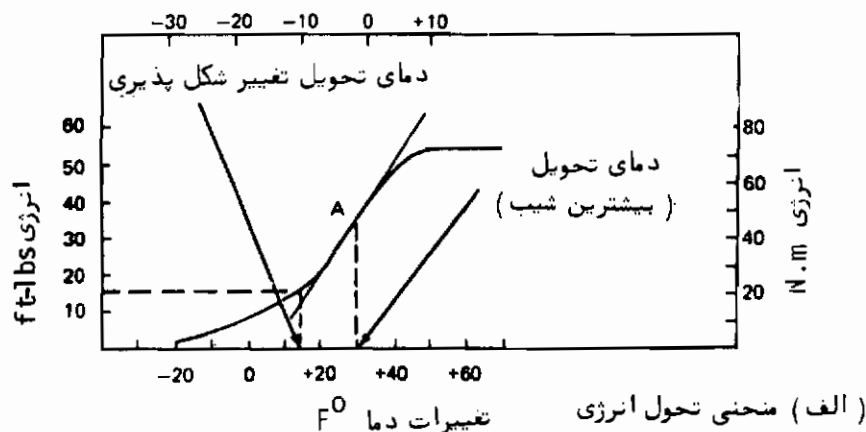
(1) modulus of resilience (2) modulus of toughness

از آنجائی که در سازه‌های فولادی وضعیت کشش ساده مخصوصاً "در ناحیه" اتصالات بندرت وجود دارد، لذا از روشی عملی که مبتنی بر وضعیت پیچیده "تمش در ریشه برشی" (در نمونه‌های آزمایشی) استوار است جهت تعیین چقرمگی فولاد استفاده می‌کنند. میزان مقاومتی را که فولاد در برابر شروع و پیشرفت ترک حاصل از ضربه از خود نشان می‌دهد و مقدار آن توسط نمونه‌ای با برشی استاندارد اندازه گرفته می‌شود چقرمگی در نمونه زخم دار خواهیم گفت. (۱) نمونه‌ای که بدین منظور بکار گرفته می‌شود یک تیر مستطیلی مقطع با یک برش V شکل در وسط دهانه آن می‌باشد. از یک چنین نمونه‌ای در آزمایش شاریبی (۲) استفاده می‌شود. طی این آزمایش نمونه، مورد نظر توسط اثر ضربه، یک آونگ شکسته می‌گردد و مقدار انرژی جذب شده جهت شکستن نمونه با تعیین اختلاف ارتفاع آونگ در زمان شروع به حرکت و در زمان برگشت معین می‌شود.

از آزمایش شاریبی بمنظور تعیین دمای تحول (۳) فولاد (تبدیل رفتار شکل پذیری (۴) فولاد به تردی (۵) استفاده میشود: بدین ترتیب در درجه حرارت‌های مختلف مقدار انرژی جذب شده توسط نمونه، زخم دار فولادی را معین می‌کنند و نتایج بدست آمده را همانند شکل (۲-۳) به صورت منحنی درمی‌آورند. نقطه، عطف منحنی بیان کننده دمای تحول فولاد خواهد بود (نقطه A در شکل ۲-۳ الف). از آنجائی که شکنندگی و شکل پذیری خواص کیفی فلزات می‌باشند، بدین جهت فولادهای مختلف از خود درجه شکنندگی و شکل پذیری متفاوتی نشان می‌دهند و برحسب آن خواص فولادهای مختلف را به مصارف مختلف می‌رسانند. برای فولادهای متعارف که در سازه‌های معمولی بکار می‌روند مقدار مناسبی خاصیت جذب انرژی لازم خواهد بود که این مقدار حدود ۲ دکانیوتن متر است. درجه حرارتی را که در آن درجه انرژی برابر با تعداد ۲ دکانیوتن متر می‌شود دمای تحول چکش‌خواری (۶) خواهند گفت.

عناصر آلیاژی که بمنظور افزایش مقاومت فولاد بکار می‌روند، کلاً سبب تغییر چقرمگی فولاد می‌شوند. برخی از این عناصر فولاد را چقرمه‌تر کرده و در عوض خواص دیگر فولاد نظیر انقباض و جوش پذیری آنرا تحت تأثیر قرار می‌دهند.

- 
- (1) notch toughness                      (2) Charpy  
 (3) transition temperature              (4) ductile behavior  
 (5) brittle behavior  
 (6) ductility transition temperature



شکل (۲-۲) - منحنی‌های دمای تحول برای فولاد کربنی که با استفاده از آزمایش شاری تهیه شده‌اند.

#### ۲-۶ - تنش تسلیم (در تنش چند محوری)

تنها زمانی که قطعه فولادی تحت اثر کشش محوری قرار داشته باشد می‌توان انتظار داشت که رفتار تنش در مقطع همانند رفتار تنش در نمونه آزمایش کشش آن فولاد باشد. عموماً فراموش می‌شود که تنش تسلیم در قطعه حقیقی فولادی با تنش تسلیم در نمونه آزمایش کشش فولاد متفاوت است و معمولاً فرض می‌شود که تنش تسلیم فولاد زمانی حاصل شود که هریک از مؤلفه‌های تنش به تنش تسلیم  $F_y$  مربوط به تنش تک محوری برسد. برای کلیه حالات تنش بجز حالت تنش تک محوری، تعریفی معین جهت جاری شدن (تسلیم) لازم است. این تعاریف که عموماً برای حالت مشخصی از تنش‌ها بصورت متعدد

عنوان می شوند، شرایط تسلیم (۱) (یا نظریه های گسیختگی (۲)) گفته شده و از معادلاتی با اثر متقابل تنش های وارده تشکیل می شوند.

انرژی اعوجاج (۴) (هوبر، فن مایرز، هنگی (۵))

این نظریه که یکی از نظریه های مورد قبول در این مورد می باشد، مقدار تنش تسلیم تک محوری را برحسب سه تنش اصلی قطعه معین می کند. ضابطه\* تسلیم (جاری شدن) را می توان با رابطه:

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

که در آن  $\sigma_1$ ،  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  سه تنش کششی یا فشاری در راستای سه محور اصلی (این سه تنش در فصل مشترک سه صفحه عمود برهم که صفحات برش صفر می باشند قرار دارند) قطعه واقع شده می باشند  $\sigma_y$  تنش تسلیمی است که می تواند برابر با  $F_y$  که همان تنش تسلیم نمونه آزمایش کششی است فرض شود.

در اغلب حالات عملی، یکی از تنش های اصلی صفر است (یا بقدری کم است که می توان از مقدار آن صرف نظر کرد). بنابراین معادله (۱-۲) در حالات تنش مستوی (که فرض می شود کلبه تنش ها در یک صفحه عمل می کنند) به صورت معادله (۲-۲) در خواهد آمد.

$$\sigma_y^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 \quad (2-2)$$

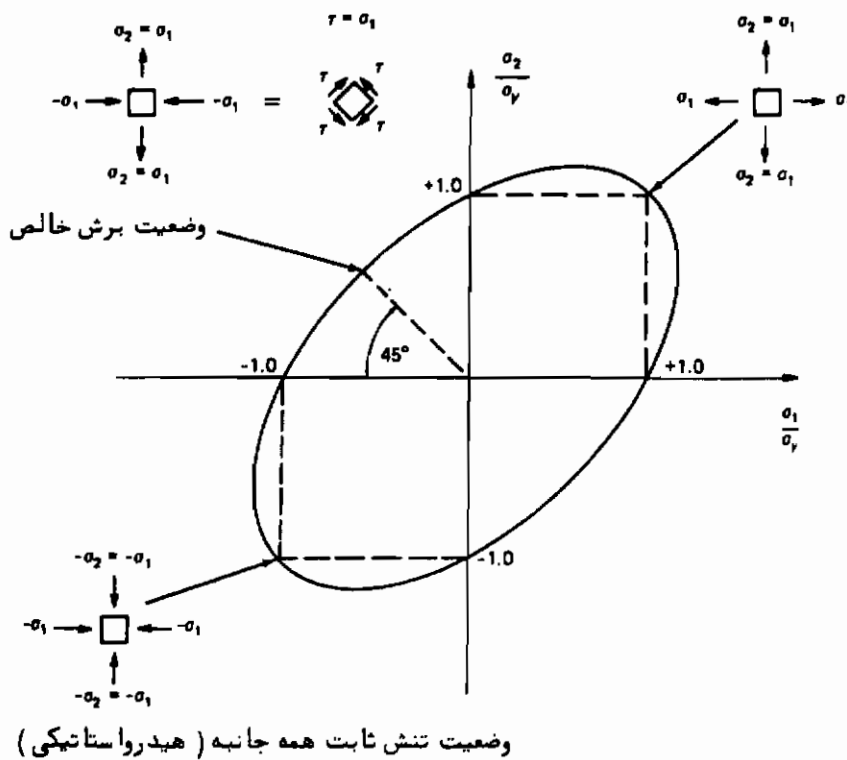
وقتی تنش های مؤثر بر یک صفحه نازک مورد نظر باشد، عموماً "مؤلفه" قائم تنش بر میان صفحه برابر صفر است (یا حداقل قابل صرف نظر کردن می باشد). در قطعات خمشی تنش های عمود بر صفحه خمشی نیز صفر فرض می شود. به عبارت دیگر چون مقاطع سازه های فولادی از

\* به کتاب زیر رجوع شود

(Fred B. Seely, James O. Smith, Advanced Mechanics of Materials 2nd ed. New York: John Wiley & Sons Inc 1952, pp. 76-91).

- (1) yield conditions
- (2) theories of failure
- (3) interaction
- (4) energy-of-distortion
- (5) Huber - vonMises - Hencky

صفحات نازک تشکیل شده‌اند لذا در این نوع قطعات معادله (۲-۲) صادق خواهد بود و بدین جهت در صفحات بعد این کتاب در صورت لزوم فقط از رابطه (۲-۲) استفاده خواهد شد.



شکل (۲-۴) - ضابطه تنش تسلیم در تنش مستوی برطبق انرژی اعوجاج هوبر- فن مایزر - هنکی

### تنش تسلیم برشی

مقدار تنش تسلیم برای وضعیت خالص برشی را می‌توان از منحنی تنش برشی - کرنش بدست آورد و اگر برای حالت تنش چند محوری ضابطه جاری شدن تنش معلوم باشد می‌دانیم که اولاً "تنش خالص برشی زمانی بوجود می‌آید که  $\sigma_2 = -\sigma_1 = \sigma_1$  است، چون یک چنین تنشی در صفحه‌ای که با صفحات اصلی تنش زاویه  $45^\circ$  می‌سازد عمل خواهد نمود و مقدار آن برابر با  $\sigma_1 = \tau$  خواهد شد. لذا اگر در رابطه (۲-۲) بجای  $\sigma_2$  مساوی آن  $\sigma_1$  - را قرار دهیم

خواهیم داشت:

$$\sigma_y^2 = \sigma_1^2 + \sigma_1^2 - \sigma_1 (-\sigma_1) = 3\sigma_1^2 \quad (3-2)$$

$$\sigma_1 = \tau = \frac{\sigma_y}{3} = (\text{تنش تسلیم برشی}) \quad (4-2)$$

دیده می شود که تنش تسلیم برشی برابر با  $\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$  می گردد.

نسبت پواسن (۱)  $\mu$ 

زمانی که بر نمونه ای در امتداد محوری تنش وارد می کنیم نه تنها در همان امتداد نمونه فوق الذکر از خود کرنش نشان می دهد بلکه در راستای عمود بر آن امتداد نیز کرنش دیده خواهد شد. مقدار متعارف  $\mu$  که از آزمایش تنش تک محوری حاصل می شود برابر با نسبت کرنش در راستای عمود بر محور به مقدار کرنش در راستای محور تحت اثر بار خواهد بود. برای فولادهای ساختمانی مقدار نسبت پواسن در حوزه ارتجاعی  $0/3$  و در حوزه خمیری  $0/5$  است. (این مقدار برای حالتی است که فولاد بدون افزایش نیرو تغییر شکل پیدا می کند).

ضریب ارتجاعی برشی.

هر گاه بارگذاری نمونه توسط برش خالص انجام گیرد، منحنی تنش - کرنش دارای قسمتی خطی خواهد بود که شیب این قسمت خطی بیان کننده ضریب ارتجاعی برشی نمونه است. اگر نسبت پواسن را  $\mu$  بگیریم و ضریب ارتجاعی فشاری - کششی را با  $E$  نشان دهیم، ضریب ارتجاعی برشی از رابطه (۲-۵) معین خواهد شد.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (5-2)$$

مقدار عددی  $G$  برای فولادهای ساختمانی در حدود  $796000$  بار است.

۲-۲ - عملکرد فولاد در درجه حرارتهای بالا

زمانی که طرح سازه فولادی بمنظور استفاده از سازه در دمای محیط انجام می گیرد مطمئناً



فولاد تحت اثر دمای بالا نخواهد بود ولی اگر رفتار فولاد طی عملیات جوشکاری و یا طی حریق احتمالی مورد نظر باشد بایستی به عملکرد فولاد در دمای بالا واقف بود.

وقتی دمای فولاد از مرز ۹۵ درجه سانتیگراد می‌گذرد کم‌کم منحنی تنش- کرنش فولاد شکل خطی خود را در ناحیه ارتجاعی از دست داده و نقطه مشخص جاری شدن حذف می‌شود و ضریب ارتجاعی، مقاومت کششی و تنش تسلیم با افزایش دما رو به کاهش می‌گذارد. در بین دمای ۴۳۰ و ۵۴۰ درجه سانتیگراد میزان کاهش آنها به اوج خود می‌رسد. گرچه هر فولادی به تناسب خواص شیمیایی و ساختار ملکولی خود در برابر افزایش درجه حرارت رفتاری متفاوت دارد با این وجود رابطه کلی تغییرات خواص فولادها در شکل (۲-۵) نشان داده شده است. فولادهایی که حدوداً دارای درصد کربن بالایی باشند (مثلاً نظیر A36 و A440) بین دمای ۱۵۰ و ۳۷۰ درجه سانتیگراد از خود، کهنگی کرنشی<sup>(۱)</sup> نشان می‌دهند. این نوع رفتار به دلیل صعود نسبی تنش تسلیم و مقاومت کششی فولاد در حدود دماهای یاد شده (به شکل ۲-۵ مراجعه شود) نسبت به مقادیر متوسط آنها، قابل پیش‌بینی خواهد بود. مقاومت کششی حدوداً ۱۰ درصد به‌بیش از مقدار خود در دمای اطاق صعود می‌کند و تنش تسلیم، نیز اگر دمای فولاد بین ۲۶۰ و ۳۲۰ درجه سانتیگراد باشد حدوداً تا مقدار خود در دمای اطاق افزایش می‌یابد. کهنگی کرنشی سبب تقلیل نرمی فولاد می‌شود.

ضریب ارتجاعی فولاد تا حدود دمای ۵۴۰ درجه سانتیگراد بکندی نقصان می‌یابد ولی بعد از آن شدت نزول آن افزایش پیدا می‌کند. از همه مهمتر وقتی دمای فولاد به حدود ۲۶۰ و ۳۲۰ درجه سانتیگراد می‌رسد فولاد تحت اثر باری ثابت بتدریج تغییر شکل پیدا می‌کند این پدیده به نام خزش<sup>(۲)</sup> معروف است. خزش برای بتن پدیده‌ای معلوم است ولی برای فولاد در دمای محیط خزشی ملاحظه نمی‌شود ولی اگر دمای فولاد بالا رود مقدار خزش آن نیز قابل توجه خواهد شد. سایر تأثیرات دمای بالا بر روی فولاد به شرح زیر است:

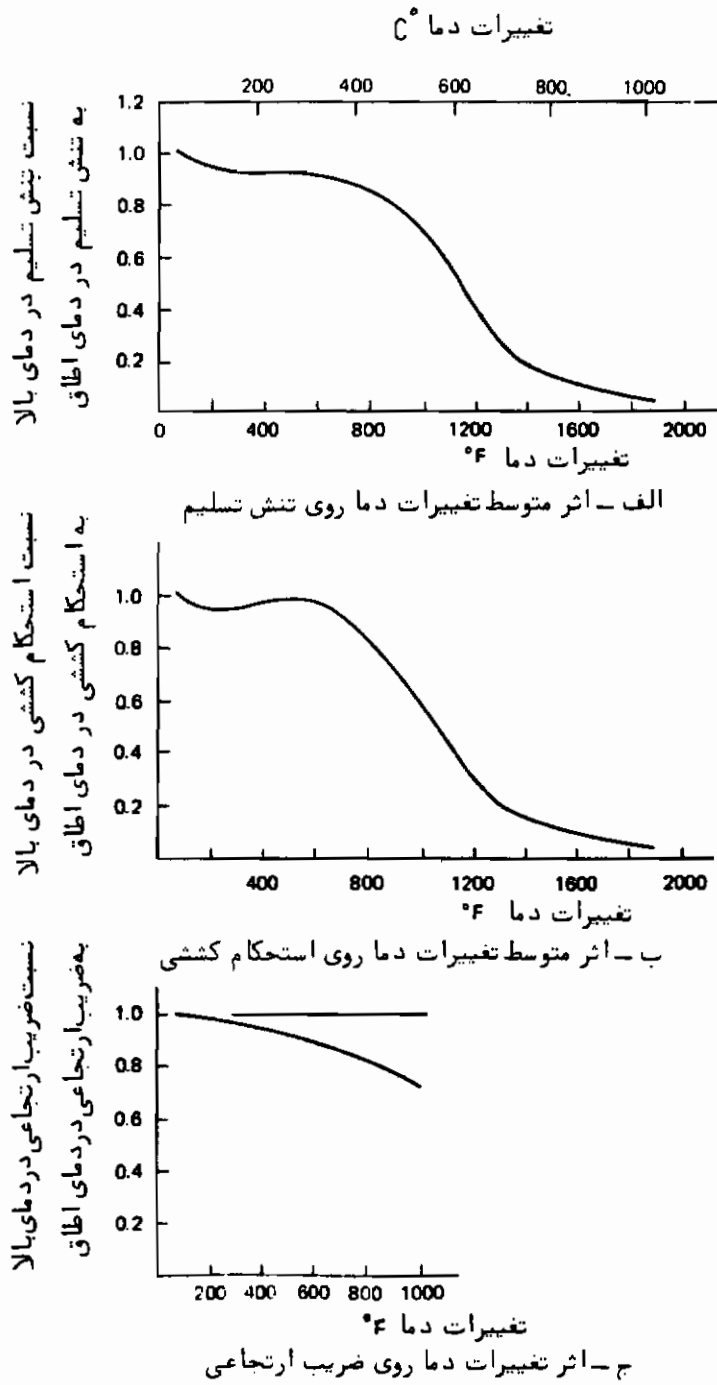
الف - چقرمگی فولاد بر اساس آزمایش نمونه زخم‌دار در دمای ۶۵ تا ۹۵ درجه سانتیگراد افزایش می‌یابد.

ب - خاصیت شکنندگی فولاد بدلیل تغییر خاصیت متالوژیکی آن در بیش از ۵۱۰ درجه سانتیگراد افزایش می‌یابد.

ج - مقاومت در برابر اکسایش فولاد ساختمانی از ۵۴۰ درجه سانتیگراد به بالا به شدت نقصان می‌یابد. اغلب عملیاتی که بر روی فولادها انجام می‌گیرد باید در کمتر از ۵۴۰ درجه سانتیگراد

(1) strain aging

(2) creep

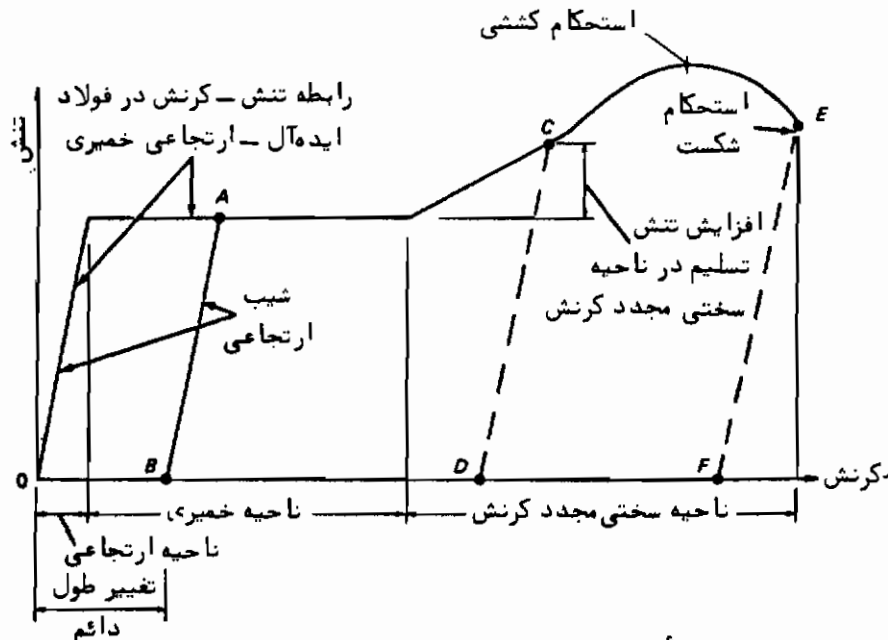


شکل (۲ - ۵) - اثر دمای بالا بر روی مشخصه های منحنی تنش - کرنش فولاد.

باشد و عموماً فولادهای حرارتی (۱) را نیاستی بیشتر از ۴۳۰ درجه سانتیگراد حرارت داد.

۸-۲ = کار سرد (۲) و سخت گردانی (۳) کرنشی

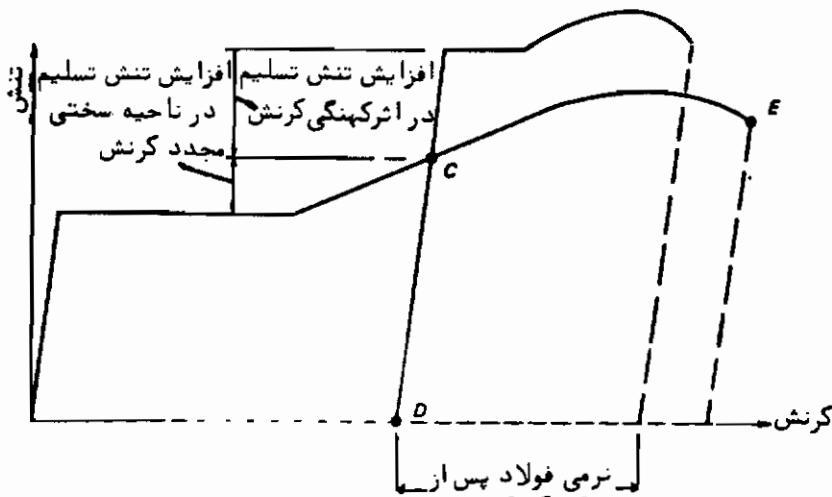
اگر در آزمایش کشش ساده فولاد، کرنش نمونه آزمایشی از کرنش تسلیم یعنی  $\epsilon_y = \frac{F_y}{E}$  تجاوز کرده باشد و آنگاه بار نمونه را حذف کنیم و پس از آن بار دیگر نمونه را تحت کشش قرار دهیم منحنی تنش-کرنش دیگری برای فولاد بدست خواهد آمد که با منحنی ابتدایی متفاوت خواهد بود. حذف بار نمونه و بارگذاری مجدد آن بشرطی که کرنش فولاد در ناحیه ارتجاعی باشد تغییری در منحنی جدید تنش-کرنش فولاد نمی‌دهد. ولی اگر در ناحیه‌ای نظیر نقطه A در شکل (۲-۶) بار نمونه را حذف کنند، نمونه شکل اولیه خود را پیدا نکرده بلکه به نقطه B از شکل (۲-۶) باز خواهد گشت. در این حالت تغییر شکلی دائمی در نمونه جدید برابر با OB باقی خواهد ماند. قدرت شکل‌پذیری فولاد جدید برابر با BF بوده که از شکل‌پذیری فولاد قبلی که برابر با OF است کمتر است. اگر این نمونه جدید را بار دیگر بارگذاری کنیم،



شکل (۲-۶) - تأثیر حذف بار و بارگذاری مجدد نمونه فولاد در کرنش بیش از  $\epsilon_y$

- (1) heat treated steels    (2) cold work  
(3) strain hardening

منحنی تنش - کرنش نمونه جدید از نقطه B شروع شده و پله خمیری کوتاه تری نیز خواهد داشت .



شکل (۲-۷) - تأثیر کهنگی کرنش هرگاه کرنش فولاد در ناحیه سختی کرنش قرار گرفته باشد

اگر نمونه را تا نقطه C شکل (۲-۶) تحت بار قرار می دادیم و در این نقطه بار را از آن حذف می کردیم ، در برگشت بحالت بدون بار ، منحنی طول خط بریده CD را طی کرده و مبدأ بارگذاری مجدد نمونه نقطه D می شد . دیده می شود که طول خط CD بلندتر و به عبارت دیگر تنش تسلیم ، فولاد نمونه جدید افزایش یافته است ، یک چنین تغییر حالت فولاد بدلیل قطع بارگذاری در ناحیه سخت گردانی کرنش فولاد است و در عوض با در نظر گرفتن موقعیت نقطه D دیده می شود که شکل پذیری فولاد جدید شدت نقصان یافته است . یک چنین عملیاتی که بر روی فولاد در دمای محیط و بمنظور تغییر حالت مکانیکی فولاد انجام می گیرد کار سرد می گویند . چون ندرتا در عمل فولادی در اثر کار سرد تحت تأثیر بار تک محوری قرار می گیرد لذا در حقیقت فلسفه کار سرد در حالت کلی بسیار پیچیده تر از این مختصر بوده و مطالعه آن نیز خارج از موضوع این کتاب می باشد .

وقتی که نیمرخهای پرس شده را در دمای محیط تهیه کنند ، تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در گوشه های خم شده این نوع نیمرخها بوجود می آید و چون اغلب این عملیات در ناحیه سخت گردانی کرنشی ، فولاد خاتمه می یابد لذا فولاد در نواحی خم شده این نیمرخها دارای

تنش تسلیم بالایی بوده که آئین‌نامه‌ها، این موضوع را در مدنظر داشته و ممکن است افزایش مقدار تنش در این نواحی را مجاز بدانند. مثلاً "آئین‌نامه طرح و محاسبه نیمرخهای پرس شده" (۱) (۵) یک چنین مطلبی را درنظر گرفته است.

برطبق آنچه در پاراگرافهای قبل ذکر شد ممکن است چنین بنظر رسد که افزایش مقاومت فولاد به قیمت از دست رفتن شکل پذیری فولاد و از بین رفتن نقطه کاملاً مشخص تنش تسلیم فولاد و پله خمیری فولاد حاصل می‌شود. حقیقت این است که پس از مدتی که بار نمونه حذف شده باشد، فولاد جدید خواص مکانیکی دیگری را که آنرا نمی‌توان با نقاط C، D و E شکل (۲-۶) نشان داد از خود نشان می‌دهد. پدیده‌ای که برطبق آن یک چنین تغییر حالتی حاصل می‌شود، کهنگی کرنش (۲) خواهیم گفت. برطبق کهنگی کرنش فولاد جدید تنش تسلیم بالاتری از خود نشان داده و بار دیگر دارای پله خمیری و ناحیه سختی مجدد کرنش (شکل ۲-۷) خواهد بود. دیده می‌شود که شکل قبلی منحنی تنش-کرنش بار دیگر حفظ می‌گردد ولی نرمی فولاد کاملاً نقصان یافته است. فولاد جدید را می‌توان تا زمانی که نرمی فولاد کمتر از مقدار موردنیاز نباشد تحت عملیات مجدد کهنگی کرنش قرار داد و تنش تسلیم آنرا افزایش داد. عموماً گوشه‌های خم شده نیمرخهای پرس شده نیاز به نرمی قابل توجهی ندارند و آن مقدار شکل پذیری باقی مانده فولاد برای کرنش پیچشی حاصل از خمش حول محور اصلی نیمرخ کافی خواهد بود.

اگر فولادی را که تحت کار سرد قرار گرفته است تحت عملیات تابگیری (۳) قرار دهند، تغییر قدرت باربری و تقلیل نرمی فولاد از بین رفته و فولاد خاصیت اولیه خود را بدست خواهد آورد. طی عملیات تابگیری، فولاد را به دمایی بالاتر از دمای بحرانی (۴) رسانده و سپس آنرا بکندی خنک می‌کنند. در اثر یک چنین عملی کریستالیزاسیون مجددی بوقوع پیوسته و خواص اولیه فولاد به آن برخواهد گشت.

#### ۲-۹ = ترد شکنی (۵)

همانگونه که در قسمت‌های مختلف گفته شده است، فولاد که عموماً "جسمی نرم" می‌باشد می‌تواند تحت شرایط مختلف ترد و شکننده شود، طراح بایستی علل این تغییر حالت را بداند

(1) Cold - formed Steel Design Specification

(2) strain aging (3) annealing

(4) transformation range (5) brittle fracture

تا بتواند مانع از چنان حالتی شود.

رالِف (۱) (6) مقاله جالبی در مورد کنترل عوارض خستگی و شکنندگی فولاد برای مهندسیین ارائه کرده است. ایشان تردشکنی را به عنوان "نوعی خرابی فاجعه‌انگیزی که بدون تغییر شکل اولیه خمیری (که میتواند خبردهنده باشد) بسرعت اتفاق می‌افتد" تعریف می‌کند. این نوع خرابی بستگی به دما، سرعت بارگذاری، شدت تنش، بعد درز موجود، ضخامت ورق، شکل هندسی درز فولاد و نحوه اجرای اتصالات خواهد داشت.

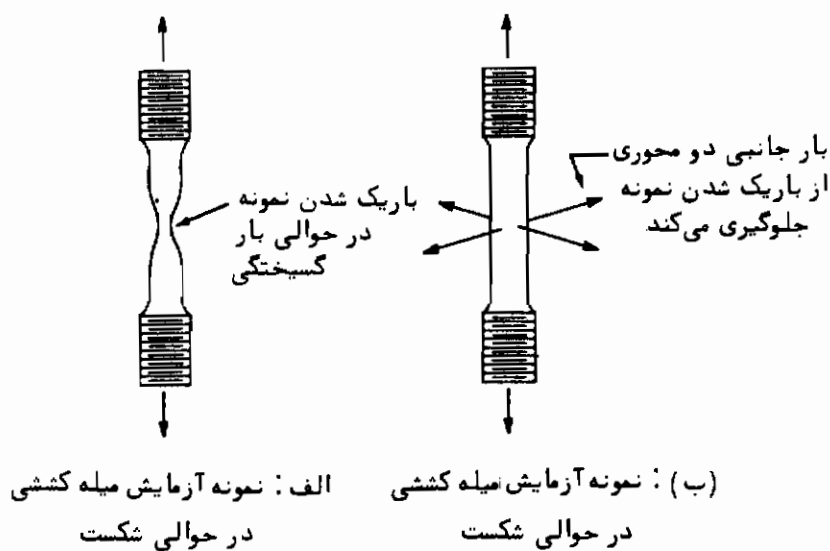
#### تأثیر دما

چقرمگی در نمونه فولاد که براساس منحنی‌های تحول شاریبی بدست می‌آید می‌تواند برای میزان تردی فولاد اطلاعات نسبی در اختیار بگذارد. دما می‌تواند تعیین‌کننده باشد (الف) زمانی که در کمتر از آن دما چقرمگی در نمونه زخم‌دار فولاد از میزان قابل قبول کمتر شود (ب) در محدوده ۳۲۰ تا ۴۳۰ درجه سانتیگراد سبب می‌شود که فولاد ساختار میکروسکوپی تردی پیدا کند و (ج) در بالاتر از ۵۴۰ درجه سانتیگراد سبب می‌شود که رسوب عناصر آلیاژی فولاد بوجود آمده و سبب ایجاد ساختاری ترد گردد. سایر عواملی که در اثر دما حاصل می‌شود قبلاً در قسمت‌های قبل گفته شده است.

#### تأثیر تنش چند محوری

وضعیت پیچیده تنش که در قسمت‌های مختلف سازه خصوصاً "در ناحیه اتصالات آن وجود دارد، عامل اصلی دیگری در جهت شکننده شدن سازه می‌باشد. مرجع (7) این فصل از کتاب به ارائه نکات منطقی و جالبی در این مورد پرداخته و راه‌ها را برای ادامه مطلب معین کرده است. منحنی تنش - کرنش فولاد که تحت اثر تنش تک‌محوری به بررسی تغییرات تنش و کرنش می‌پردازد نشان می‌دهد که عموماً "نمونه فولادی قبل از گسیختگی در قسمتی از طول خود شروع به باربیک شدن کرده (شکل ۲ - ۸ الف) و سپس پاره می‌شود. در صورتی که اگر نمونه تحت اثر تنش چند محوری قرار گیرد (شکل ۲ - ۸ ب)، "تغییر شکل خمیری فولاد وجود خارجی نداشته و نمونه بدون ازدیاد طول و بدون تقلیل مقطع به ناگهان شکسته شده و فرو می‌ریزد." با وجود این که ممکن است شدت تنش در حالت اخیر (با در نظر گرفتن سطح مقطع اولیه فولاد) حتی بیشتر از شدت تنش بدست آمده براساس سطح مقطع باربیک شده در نمونه آزمایش تک محوری نیز باشد.

در این حالات تنش موجود در مقطع قطعه می‌تواند حتی بیشتر از استحکام کششی فولاد (حاصل از آزمایش کشش ساده فولاد) نیز باشد. آنچه در این قسمت بیان شد می‌تواند ادامه بحث ضابطه‌ای برای تنش تسلیم (۱) (یا ضابطه گسیختگی) موضوع بند (۲ - ۶) بحساب آید.

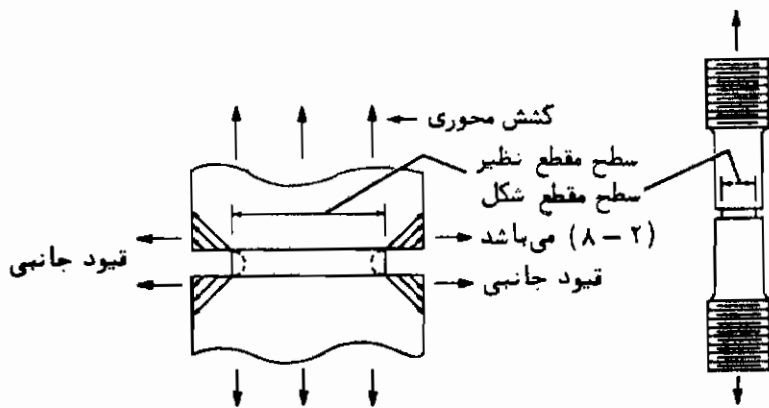


شکل (۲ - ۸) - بارگذاری تک محوری و سه محوری

گرچه در مبحث چقرمگی (بند ۲ - ۵) بنحوی به نقش شکاف اشاره شد، باید یادآوری کرد که عملکرد شکاف همانند اعمال تئوریک یک وضعیت تنش سه محوری به نمونه آزمایشی می‌باشد (شکل ۲ - ۸) وجود شکاف سبب می‌شود که از جاری شدن خمیری نمونه جلوگیری شده و نمونه آزمایشی در تنشی بالاتر از آنچه نمونه بدون شکاف را گسیخته می‌کرد بناگهان شکسته و گسیخته گردد. در شکل (۲ - ۹) اثر شکاف روی یک نمونه فولادی تحت اثر کشش ساده،

(1) yield criterion

نشان داده شده است. در این آزمایش سطح مقطع فولاد در قسمت شکاف دار برابر با سطح مقطع



شکل (۲-۹) - اثر شکاف بر روی نمونه فولادی تحت کشش ساده

نمونه بدون شکاف در شکل (۲-۸) می باشد. دیده می شود که قسمت باریک نمونه تحت اثر کشش تمایل به باریک شدن دارد ولی کشش قطری همانگونه که در شکل (۲-۹) نشان داده شده است در گوشه های شکاف بوجود می آید و از این باریک شدن (یا تغییر شکل خمیری) مانعت می نماید. یک چنین نمونه ای در تنشی بالا و به صورت شکستگی، گسیخته خواهد شد.

در سازه های متعارف، شکاف های متعددی بدلیل عدم حذف گوشه های تیز و یا بدلیل اجرای غلط جوشکاری که بر ترک خوردن آن جوش می انجامد بوجود می آید. در یک چنین حالتی خرابی قطعه می تواند به همراه شکستگی آن بوقوع بپیوندد. بدیهی است که تعداد اینگونه شکاف های احتمالی یا ترک خوردگی در جوش را می توان با دقت در طراحی و رعایت نکات جوشکاری به حداقل رسانید.

تغییرات ناگهانی مقطع یک قطعه را می توان تبدیل به تغییراتی تدریجی نمود تا جریان خطوط تنش تغییر ناگهانی ندهد و باید بدانیم که اگر شرایطی بوجود آید که در مقطعی تنش سه محوری حاصل شود در آن قسمت تمایل به تردشکنی فولاد افزایش خواهد یافت. قطعات ریخته شده به ترد بودن شهرت دارند، علت چنین واقعیتی سه بعدی بودن این قطعات می باشد.



### تنش سه محوری حاصل از جوشکاری

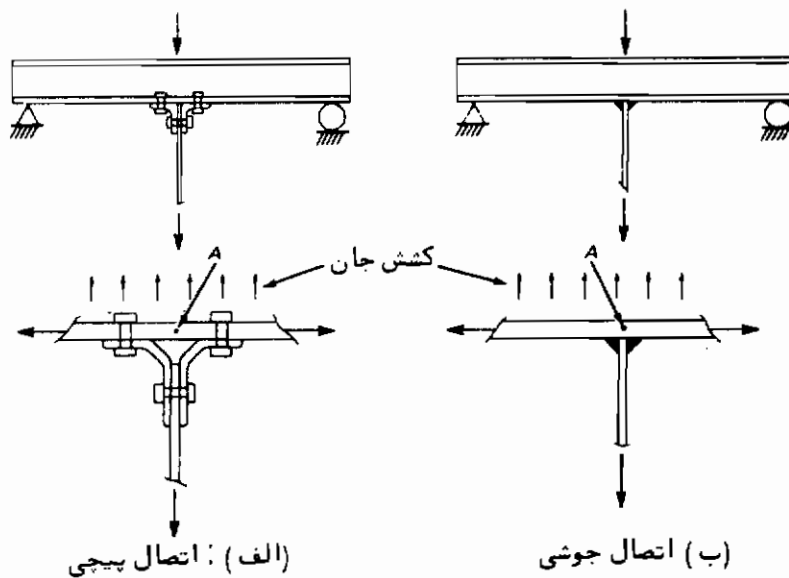
در حالت کلی از نظر داخلی، جوش امکان ایجاد یک وضعیت تنش دو محوری و یا سه محوری را ممکن می‌نماید. یک چنین وضعیت تنشی، رفتاری شکننده برای قطعه ایجاد خواهد نمود. برای شرح این مطلب به شکل (۲ - ۱۰) که در آن تیری خمشی روی دو تکیه‌گاه ساده که به همراه خمش، کشش تسمه‌ای را تحمل می‌کند توجه کنید. در اثر لنگر خمشی، بال تحتانی تیر تحت تنش کششی قرار می‌گیرد و بنابراین تنش در نقطه A شکل تک محوری خواهد داشت (از اثر ناچیز عرض بال و اتصال بال به جان تیر صرف‌نظر می‌شود). عملکرد تسمه کششی که توسط پیچ و نبشی به بال تیر متصل شده است وضعیت تیری ایجاد می‌کند که پیچ‌های متصل به بال و نبشی را تحت کششی تک محوری قرار داده و پیچ‌هایی را که تسمه کششی را به نبشی‌ها متصل می‌کنند تحت اثر برش قرار می‌دهد و بدین جهت چندان اثر قابل توجهی روی تنش نقطه A نخواهند گذاشت. به عبارت دیگر شرایط تنش در شکل (۲ - ۱۰ الف) تقریباً "تک محوری باقی می‌ماند". حال به شکل (۲ - ۱۰ ب) که در آن تسمه کششی به بال کششی تیر جوش شده است توجه کنید. در این حالت بدلیل اتصال مستقیم تسمه به بال تیر تنش در نقطه A دو محوری خواهد بود. خود جوش تنشی سه محوری را تحمل خواهد کرد، زیرا که در دو جهت تحت تأثیر تنش کششی حاصل از تسمه و بال تیر قرار گرفته و در جهت سوم نیز بدلیل اتصال پیوسته جوش، در برابر تغییر شکل طولی جوش حاصل از اثر نسبت پواسن<sup>(۱)</sup> مقاومت می‌کند. بدین جهت در طراحی جوش‌ها می‌باید احتمال اثر تنش سه محوری جوش را در شکنندگی قطعه در نظر گرفت. پارگی لایه‌ای<sup>(۲)</sup> در بند (۲ - ۱۰) مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

### تأثیر ضخامت

همانگونه که در بند (۲ - ۶) ذکر شد، اگر وضعیت تنش بصورت صفحه‌ای باشد، همانطور که در صفحات نازک اتفاق می‌افتد و عملاً "می‌توان از مؤلفه تنش عمود بر میان صفحه ورق چشم پوشید. اثر بعد سوم خود بخود حذف می‌شود. در صفحات ضخیم، چون همیشه اثر بعد سوم ناچیز نمی‌باشد بدین جهت تمایل به تردشکنی قطعه افزایش می‌یابد. بر اثر فرآیند فولاد سازی صفحات ضخیم، این نوع صفحات عملاً "تمایل به تردشکنی بیشتری نسبت به ورق‌های نازک دارند، زیرا (الف) به علت نرخ کند خنک شدن در فولادهای ضخیم، این نوع ورق‌ها ساختار میکروسکوپی درشتی پیدا می‌کنند و (ب) چون درصد کربن بالاتری برای ورق‌های ضخیم

(1) Poisson's ratio

(2) lamellar tearing



شکل (۲ - ۱۰) - مقایسه وضعیت تنش در دو اتصال پیچی و جوشی

لازم خواهد بود تا حد تسلیمی برابر با حد تسلیم ورق های نازک ایجاد کند لذا فولاد این نوع ورق ها شکننده تر خواهد شد .

#### تأثیر بارهای جنبشی (دینامیک)

خواصی که برطبق منحنی تنش - کرنش فولاد تفسیر می شود حاصل از یک نوع بارگذاری استاتیکی نمونه فولاد است . بارگذاریهای سریع نظیر ضربه ، چکش ، اثر زلزله و یا انفجار (اتمی) خواص تنش - کرنش را تغییر می دهد . علی الاصول نرخ افزایش کرنش<sup>(۱)</sup> که حاصل از بارگذاری دینامیک می باشد سبب افزایش حد تسلیم ، مقاومت کششی و نرمی فولاد می شود . هرگاه دمای فولاد به حدود ۳۲۰ درجه سانتیگراد برسد تقلیل مختصری در مقاومت فولاد مشاهده می شود و به همین ترتیب چند نمونه افزایش خاصیت شکنندگی در حالتی که نرخ سریع افزایش کرنش وجود دارد مشاهده شده است که بنظر می رسد اصولاً " بخاطر وجود عوارض دیگری نظیر شکاف (که باعث تمرکز تنش می شود) ، و دما بر روی چقرمگی فولاد بوده باشد . عامل مهمتری

(1) strain rate

که به اعمال بارهای دینامیک مربوط می‌شود این نیست که طی این نوع بارگذاری افزایش کرنش نرخ سریعتری پیدا می‌کند بلکه اینست که این نوع افزایش کرنش همراه بارخ سریع تقلیل کرنش اتفاق می‌افتد. تأثیر تغییرات تنش در قسمت مربوط به خستگی (۱) بحث خواهد شد.

جدول (۲-۳) که از مرجع (۷) استخراج شده است این امکان را می‌دهد که خطر جدی بودن تردشکنی را پیش‌بینی کرده و در محاسبات و طراحی خود دقت لازم و ضروری را بکارگیریم.

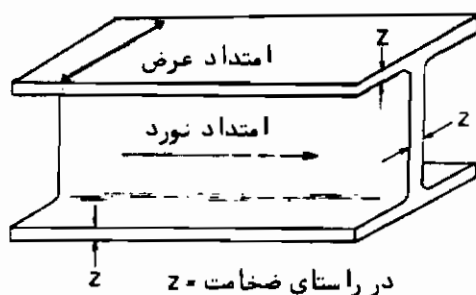
جدول (۲-۳) - عواملی که تحلیل آنها در جدی بودن خطر تردشکنی مؤثر خواهد بود.

- ۱ - حداقل دما حین استفاده از سازه چه خواهد بود؟ هر قدر دما پائین تر رود خطر تردشکنی افزایش خواهد یافت.
- ۲ - آیا تنش کششی تنش اصلی خواهد بود؟ تردشکنی فقط تحت اثر تنش کششی امکان وقوع پیدا می‌کند.
- ۳ - ضخامت مصالح چقدر است؟ هر قدر فولاد ضخیم تر باشد خطر تردشکنی افزایش بیشتر خواهد یافت.
- ۴ - آیا پیوستگی سه بعدی وجود دارد؟ پیوستگی سه بعدی از تغییر شکل خمیری فولاد جلوگیری کرده و خطر تردشکنی را افزایش می‌دهد.
- ۵ - آیا در فولاد زخم یا شکاف دیده می‌شود؟ وجود زخم یا شکاف نوک تیز احتمال تردشکنی فولاد را افزایش می‌دهد.
- ۶ - آیا امکان بوجود آمدن وضعیت تنش سه محوری وجود دارد؟ وضعیت تنش چند-محوری از جاری شدن فولاد جلوگیری کرده و خطر تردشکنی را افزایش می‌دهد.
- ۷ - آیا نرخ اعمال بارهای وارده سریع است؟ هر قدر بارهای خارجی سریعتر وارد شوند خطر تردشکنی بیشتر خواهد بود.
- ۸ - آیا امکان تغییر شدت تنش وجود دارد؟ تردشکنی فقط زمانی امکان وقوع پیدا می‌کند که شدت تنش افزایش یابد.
- ۹ - آیا در قسمتی از مقطع فولاد جوش وجود دارد؟ ترک در جوش می‌تواند همانند شکافی جدی عمل کند.

## ۲-۱۰ = پارگی لایه‌ای (۱)

پارگی لایه‌ای بنوعی تردشکنی که در فولاد مینا و در محل‌های حوش اتفاق می‌افتد اطلاق می‌شود. در یک چنین برشی بعلمت انقباض شدید فلز حوش فولاد مینا در بعد ضخامت خود و در سطحی موازی با دو سطح خارجی ترک لایه‌ای برمی‌دارد. اگر جوش کاری در محلی انجام گیرد که ضخامت فولاد قابل توجه باشد، انقباض فلز جوش کرنشی برحوش تحمیل خواهد کرد که مقدار آن می‌تواند چندین مرتبه بیش از کرنش مربوط به حد تسلیم باشد. از آنجائیکه بارگذاری‌های سازه‌ها کرنشی بسیار کمتر از کرنش حد تسلیم ایجاد می‌کنند، بدین جهت بنظر نمی‌رسد که بارگذاری خارجی سبب برش لایه‌ای در فولاد گردد.

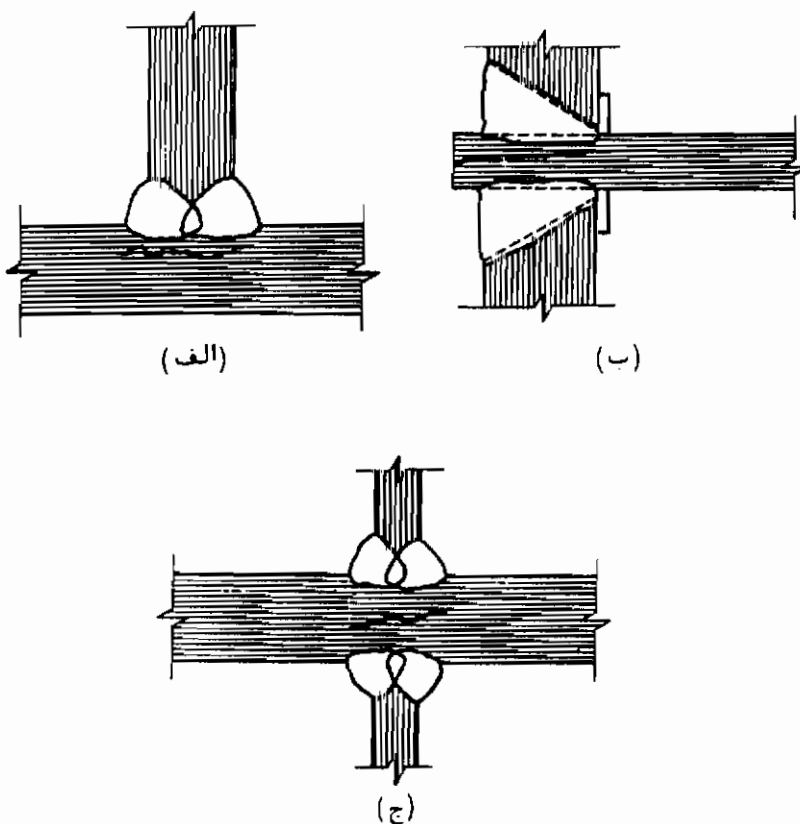
در اوایل ۱۹۷۰ میلادی بدلیل اینکه مهندسین سازه، برش لایه‌ای را بانی و عامل بسیاری از تردشکنی‌های سازه‌های فولادی قلمداد می‌کردند، بدین جهت این نوع برش و ترک خوردگی، توجه قابل ملاحظه‌ای را بخود اختصاص داد. آئین‌نامه AISC خلاصه‌ای جامع از این پدیده‌ها طی مرجع شماره (۸) انتشار داد و ترنتن (۲) (۹) نکات عمده را بمنظور هرچه کمتر نمودن خطر برش لایه‌ای تدوین نمود.



شکل (۲-۱۱) - نمایش جهات مختلف یک نیم‌رخ

بدلیل فرآیند فولادسازی در کارخانه‌های فولادسازی، نیم‌رخهای فولادی در جهات مختلف مقطع خود خواص متفاوتی را نشان می‌دهند (به شکل ۲-۱۱ رجوع شود)، بدین معنی که خواص فولاد در جهت نورد فولاد (طولی) با خواص آن در جهت عرضی و در جهت ضخامت متفاوت خواهد بود. در ناحیه ارتجاعی عملاً فولاد در هر دو جهت طولی و عرضی رفتار

مشابهی را نشان داده است، با این تفاوت که حد ارتجاعی فولاد در جهت عرضی کمی پایین‌تر از حد ارتجاعی آن در جهت نورد بوده است. خاصیت شکل‌پذیری (۱) فولاد (قدرت تحمل کرنش) در جهت ضخامت بعرا تب کمتر از خاصیت شکل‌پذیری فولاد در جهت نورد آن بوده است.



شکل (۲ - ۱۲) - نمایش چند اتصال جوشی که در طی آن بعلت ضخامت بالای فولاد و انقباض شدید جوش پارگی لایه‌های اتفاق افتاده است

نیمرخهای I شکل فولادی قاعدتا" تحت تأثیر تنش‌های اعمالی در راستای طولی و عرضی

(1) ductility

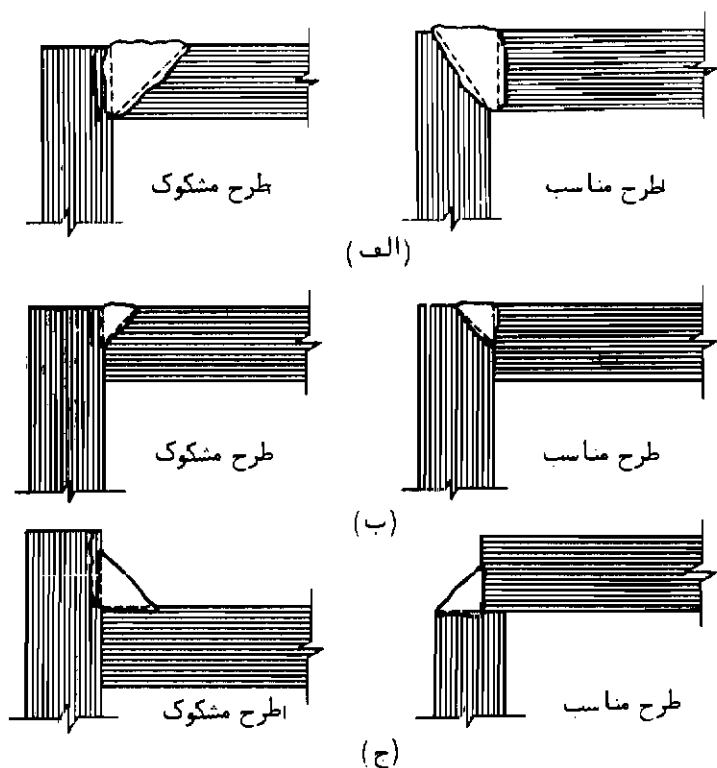
خود به اندازه کافی شکل‌پذیر می‌باشند و بدین جهت هرگاه به صورت موضعی تحت کرنش بالایی قرار گیرند بنحوی که مقدار آن کرنش بیشتر از کرنش تسلیم (۱) فولاد باشد ( $\frac{F_y}{E_s}$ ) بار وارده را با جاری شدن فولاد آن ناحیه تحمل کرده و فولاد اطراف آن ناحیه را به منظور تحمل مقداری از تنش و کرنش اعمال شده بشارکت می‌گیرند. حال اگر کرنش قابل توجهی در جهت ضخامت (۲) مثلاً یک بال نیمرخ موردنظر باشد، در این حالت مقاومت بالایی در برابر کرنش موجود خواهد بود، زیرا که کرنش نمی‌تواند از طریق بال نیمرخ و سپس توسط حان نیمرخ به بال دیگر نیمرخ برسد. بدین جهت کرنش بالای موردنیاز در جهت ضخامت از میزان کرنش تسلیم فراتر رفته و سبب جدا شدن دو قسمت از فولاد شده و به عبارت دیگر پارگی لایه‌ای را سبب می‌شود.

در شکل (۲ - ۱۲) موقعیت برش‌های لایه‌ای را نسبت به وضعیت جوش نشان داده‌ایم. برعکس نظریه برخی از مهندسی که مقاومت گره‌های صلب در قابهای نامعین را عاملی برای پارگی لایه‌ای میدانند، بایستی ذکر کرد که علی‌الاصول مقاومت در برابر ایجاد کرنشی که به علت انقباض جوش، ماهیت وجودی پیدامی‌کند می‌تواند عامل ایجاد پارگی لایه‌ای باشد. با توجه به شکل (۲ - ۱۳) دیده می‌شود که هرگاه انقباض جوش در جهت ضخامت قطعه فولادی عمل کند فولاد اتصال یافته در معرض پارگی لایه‌ای قرار می‌گیرد لذا طرح جوش اتصال بایستی بنحوی باشد که انقباض جوش در جهت نورد قطعه عمل کند.

## ۲ - ۱۱ - استحکام خستگی (۳)

تکرار عمل بارگذاری و حذف بار اگر بدفعات قابل توجهی انجام گیرد حتی اگر تنش کمتر از تنش تسلیم ایجاد کند ممکن است نهایتاً به گسیختگی قطعه بیانجامد. یک چنین پدیده‌ای بنام خستگی شناخته می‌شود. خستگی فولاد حتی زمانی که شرایط ایده‌آل نظیر جرمی بالا، مقاطع بدون تمرکز تنش (بدون سوراخ و یا شکاف در نمونه) تنش تک‌محوری نرمی کامل فولاد نظایر آن وجود دارد نیز اتفاق می‌افتد. بدیهی است، شرایطی که سبب تقلیل نرمی فولاد و بوجود آمدن تنش چند محوری می‌گردد مقاومت به خستگی فولاد را فوق‌العاده کم می‌کند. عملاً کلیه پدیده‌هایی که در این فصل از کتاب بذكر آن پرداخته‌ایم همگی بایکدیگر ارتباط نزدیک دارند.

(1) yield strain                      (2) thru - thickness  
(3) fatigue strength

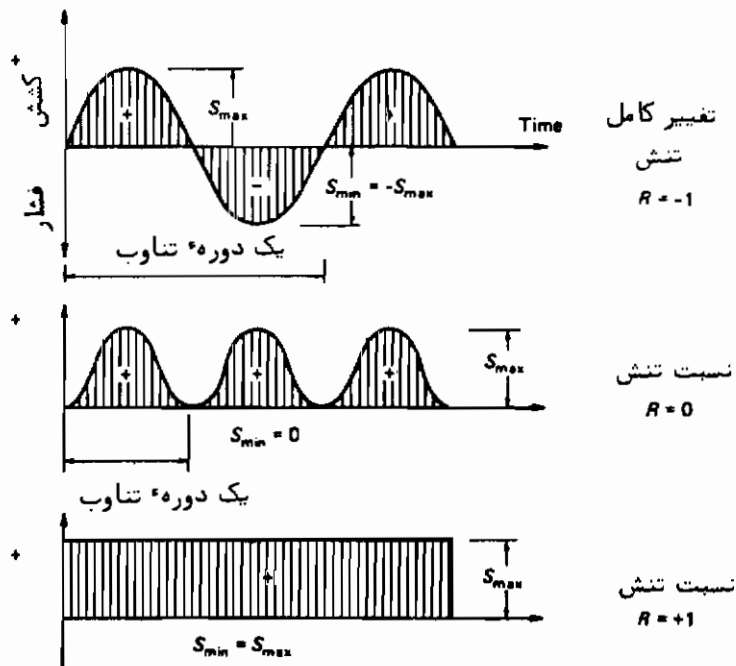


شکل (۲-۱۳) - امکان ایجاد پارگی لایه‌ای را می‌توان با طراحی مناسب تقلیل داد (مرجع (۸))

به شکل (۲-۱۴) که در آن انواع تغییرات تناوبی (۱) تنش‌های اعمالی را نشان داده‌ایم توجه کنید. متغیرترین نوع تنش، حالتی است که طی آن شدت تنش از صفر تا حداکثر کشش افزایش یافته سپس از حداکثر کشش تا صفر تقلیل یافته‌است و بعد از آن تا حداکثر فشارافزایش پیدا کرده و نهایتاً از حداکثر فشار به صفر باز می‌گردد. در این حالت نسبت حداکثر کشش یعنی  $S_{max}$  به حداکثر تنش فشاری یعنی  $S_{min}$  برابر با  $R = -1$  خواهد شد. یک چنین تغییر تنشی، کمترین مقاومت به خستگی را فراهم خواهد کرد. بی‌تغییرترین حالت تنش هم زمانی است که بار استاتیکی بدون تغییر به قطعه فولادی اثر کند. در این حالت نسبت تنش  $R = +1$  خواهد شد. اگر منحنی تغییرات  $S_{max}$  را نسبت به تعداد دوره تناوب تنش درست قبل از خرابی سازه رسم کنیم منحنی شکل (۲-۱۵) بدست خواهد آمد. حال اگر نسبت تنش  $R$  را

(1) Cycle stress

بدانیم و بتوانیم تعداد دوره‌های تناوب تنش را در عمر مفید سازه حدس بزنیم خواهیم توانست که مقاومت در برابر خستگی قطعه را محاسبه کنیم. اگر با مقیاسی لگاریتمی این منحنی تغییرات را رسم کنیم منحنی‌های فوق‌الذکر تقریباً تبدیل به خطوط مستقیم خواهد شد. این منحنی‌ها هرگاه به تنش ثابت برسند دیگر تغییر منحنی به تعداد دوره‌های تناوب بستگی نخواهد داشت. تنش مربوط به این حالت را حد خستگی (۱) و یا حد دوام (۲) می‌گویند. یک چنین حالتی عموماً زمانی اتفاق می‌افتد که تعداد دوره‌های تناوب به حدود دو میلیون برسد. هرگاه تعداد دوره‌های تناوب در عمر سازه در حدود یکصد هزار یا کمتر باشد حالتی که در مورد ساختمانهای



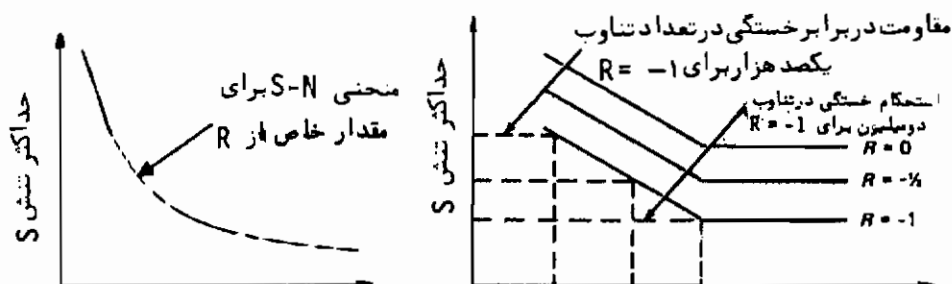
(شکل ۲-۱۴) - انواع تغییرات متناوب تنش برای نسبت‌های مختلف تنش  
 از  $R = +1$  الی  $R = -1$

(1) fatigue limit

(2) endurance limit



مولادی اتفاق می افتد تقلیل مقاومت فولاد ناچیز خواهد بود. بدین جهت در مورد این گونه سازه‌ها اثر خستگی بررسی نخواهد شد ولی در پل بزرگ راه‌ها انتظار می‌رود که تعداد دوره



تعداد دوره تناوب گسیختگی N (مقیاس لگاریتمی) تعداد دوره تناوب گسیختگی N

شکل (۲-۱۶) - منحنی تغییرات متداول شکل (۲-۱۵) - منحنی تغییرات S بر حسب S-N که در مقیاس لگاریتمی رسم شده‌اند. تعداد دوره تناوب بارگذاری تا لحظه خرابی سازه

تناوب بارگذاری در عمر سازه بیش از یکصد هزار باشد و بدین جهت در این سازه‌ها خستگی مسأله‌ی مهمی را تشکیل خواهد داد.

قسمت شیب دار منحنی در شکل (۲-۱۶) را می‌توان با رابطه (۲-۶) نشان داد.

(مرجع (10)).

$$F_n = S \left( \frac{N}{n} \right)^k \quad (۲-۶)$$

در این رابطه علائم بکار رفته معانی زیر را دارند:

$F_n$ : استحکام خستگی هرگاه تعداد دوره تناوب گسیختگی سازه n باشد.

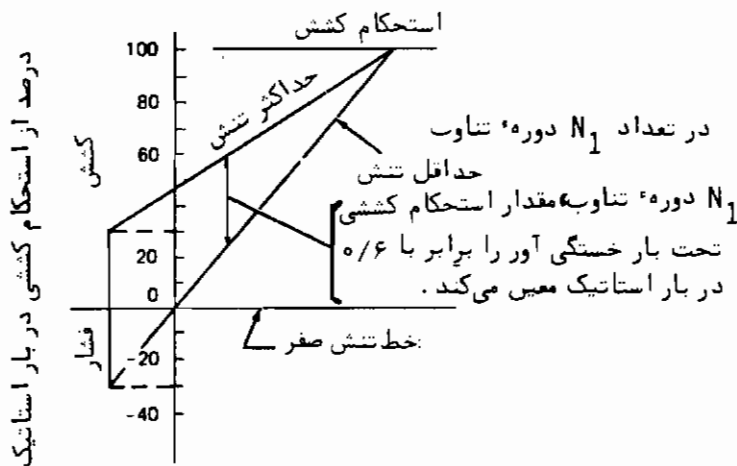
S: تنشی که در تعداد دوره تناوب N باعث گسیختگی می‌شود.

k: شیب خطی که بهترین حالت را برای نمایش معلومات مسأله ارائه می‌دهد.

همانگونه که در شکل (۲-۱۶) دیده می‌شود، برای هر نسبت تنش باید منحنی S-N

جدیدی رسم نمود. معمولاً دیاگرامی که بنام دیاگرام گودمن (۱) نامیده می‌شود بمنظور نمایش

نتایج انواع مختلف دوره های تناوب تنش بکار می برند. در شکل (۲-۱۷) این دیاگرام را با استفاده از مرجع (10) نشان داده ایم.



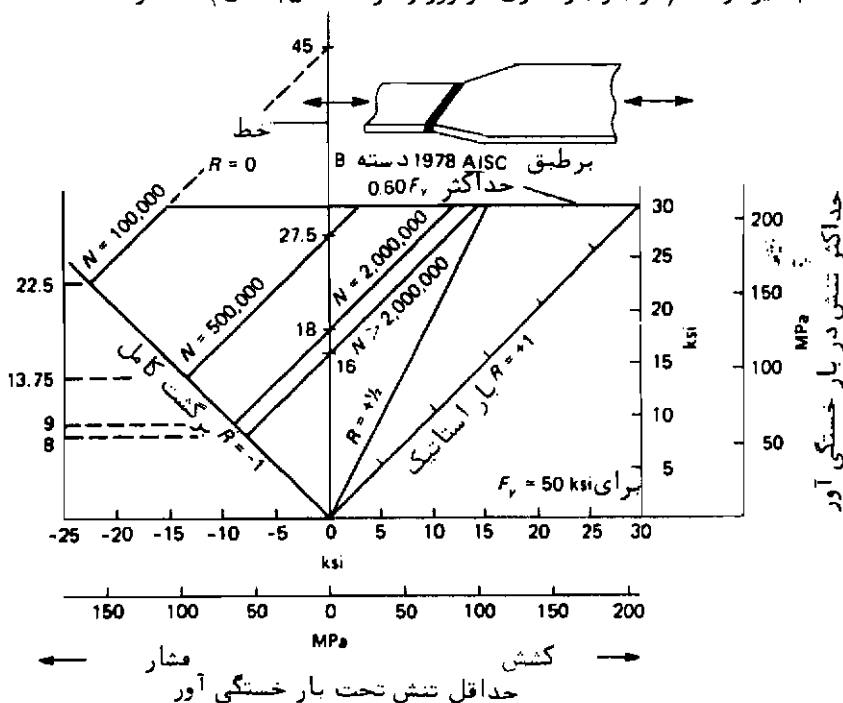
شکل (۲-۱۷) - دیاگرام گودمن که نمایش تأثیر نسبت تنش بر روی مقاومت در برابر خستگی در  $N_1$  دوره تناوب از بارگذاری است.

در عمل دیاگرام گودمن را بمنظور استفاده راحت تر تغییر داده اند، در روی این دیاگرام (شکل ۲-۱۸) تعداد دوره تناوب بارگذاری در طول عمر سازه را درج کرده اند. در شکل (۲-۱۸) از ضمیمه 'B' آئین نامه 'AISC' سال ۱۹۷۸ میلادی (جدول B3) تنش دسته  $B^{(1)}$  را بمنظور توضیح بیشتر نشان داده ایم. تنش حداکثر کششی برابر با  $30ksi$  (در مورد تنش تسلیم فولادی برابر با  $F_y=50ksi$  و تنش محاز  $0.6F_y$ ) گرفته شده و برای بار کشش ایستا (استاتیک) ( $R = +1$ ) خط افقی مربوط به حد بالای شکل که تنشی برابر با  $0.6F_y$  را نشان می دهد حاکم خواهد بود. زمانی که نسبت تنش (یعنی  $R$ ) بین  $+\frac{1}{4}$  و  $+1$  می باشد، خستگی نقشی بازی نمی کند و بعبارت دیگر تا زمانی تنش حداقل کمتر از  $\frac{1}{4}$  تنش حداکثر نباشد بشرطی که از نوع تنش حداکثر نیز باشد خستگی نقشی ندارد.

(1) Stress category B

اگر نسبت تنش کمتر از  $\frac{1}{4}$  شود و تعداد دوره تناوب  $N$  بیشتر از ۲ میلیون گردد، لازم می‌شود که قدری تقلیل در تنش مجاز در نظر گرفته شود. دیده می‌شود که خط مربوط به  $R = 0$  را خط مایلی در تنش  $16 \text{ ksi}$  قطع می‌کند، این بدان معنی است که اگر تعداد دوره تناوب بارگذاری ( $N$ ) بیش از ۲ میلیون گردد تنش مجاز در این حالت برابر با  $16 \text{ ksi}$  خواهد شد. دیده می‌شود که اگر نوع تنش کلاً تغییر کند ( $R = -1$ ) تنش مجاز در هر دو حالت فشاری و کششی فقط  $8 \text{ ksi}$  خواهد شد. بطریقی مشابه با استفاده از دیاگرام گودمن می‌توان برای هر نسبت تنش مورد نظر مقدار تنش مجاز را معین نمود.

بر طبق ضمیمه B از آئین نامه AISC تحت اثر برخی از انواع بارگذاریها و نسبت تنش‌ها می‌بایستی تقلیل استحکام خستگی را حتی زمانی که تعداد دوره تناوب بارگذاری بیشتر از ۲۰۰۰۰ نیز گردد (دو بار بارگذاری در روز و در مدت ۲۵ سال) انتظار داشت.



شکل (۲ - ۱۸) - دیاگرام عملی گودمن که بر حسب آن مقدار تنش مجاز بر طبق ضوابط AISC مربوط به سال ۱۹۷۸ میلادی برای فولاد و حوض لب‌به‌لب بانفوذ کامل معین می‌شود.

مکانیزم خستگی هنوز کاملاً مشخص نیست ولی معلوم است که دقیقاً به عواملی که بنحوی

با نرمی فولاد ارتباط دارند مربوط می شود. مخصوصاً "حوشکاری می تواند تأثیر ناخوش آیندی روی مقاومت در برابر خستگی داشته باشد. در صورتی که خواننده بخواهد معلومات بیشتری در مورد خستگی کسب کند می تواند به مراجع (10) و (2) مراجعه نماید.

## ۲-۱۲ = مقاومت در برابر خوردگی و فساد (۱) و فولادهای خود حفاظ (۲)

از اولین روزهای استفاده از فولاد، یکی از مهمترین معایب آنرا که تحزیه در برابر عوامل جوی بود می شناختند و ناچار بودند بمنظور جلوگیری از خوردگی و فساد فولاد آنرا با رنگ ضد زنگ بپوشانند. فولادهای با کربن کم را می توانستند با قیمت کمی تهیه کنند ولی این فولادها در برابر خوردگی بسیار آسیب پذیر بودند. مقاومت در برابر زنگ زدگی فولاد را می توان با اضافه کردن مس به فولاد بعنوان آلیاژ بالا برد ولی یک چنین فولادی بعنوان فولاد مصارف متعارف بسیار گران خواهد بود.

همانگونه که در شکل (۲-۱۹) دیده می شود، فولادهای مقاوم نسبت به فولادهای کربنی در برابر زنگ زدگی و فساد مقاومت بسیار بالاتری دارند (چه این فولادها با مس آلیاژ شده باشند یا خیر) (II). فولادهای مقاوم در برابر عوامل جوی همانند فولادهای کربنی آبله رو نشده و زنگ روی این فولادها عملاً "تبدیل به محافظی مقاوم" در برابر زنگ زدگی بیشتر فولاد می گردد و برخی از مواد آلیاژی فولادهای مقاوم نوعی اکسید تشکیل می دهد که از نظر جلوه منظره\* خوش آیندی نیز بخود می گیرد. در مورد پوشش اکسیدی این فولادها چنین گفته اند\*:

"عملاً زنگ آهنی ضخیم برنگ قهوه ای مایل به سرخ، مانند بنفش تیره است. . . بافت و رنگی دارد که امکان ایجاد آن بصورت مصنوعی غیر ممکن است - هنریست که فقط طبیعت می تواند همانند سنگ، مرمر و گرانیت خلق کند". فولادهایی را که بدون رنگ آمیزی به صورت آزاد در برابر دید قرار می دهند، فولادهای خود حفاظ می گویند.

بدیهی است که خواص زنگ زدگی و خوردگی فولادها بستگی کامل به مواد شیمیایی تشکیل دهنده فولاد، میزان آلودگی هوا و تناوب تر و خشک شدن فولاد خواهد داشت. از زمان اولین مصرف فولادهای خود حفاظ یعنی سال ۱۹۵۸ میلادی\*\* این نوع فولادها

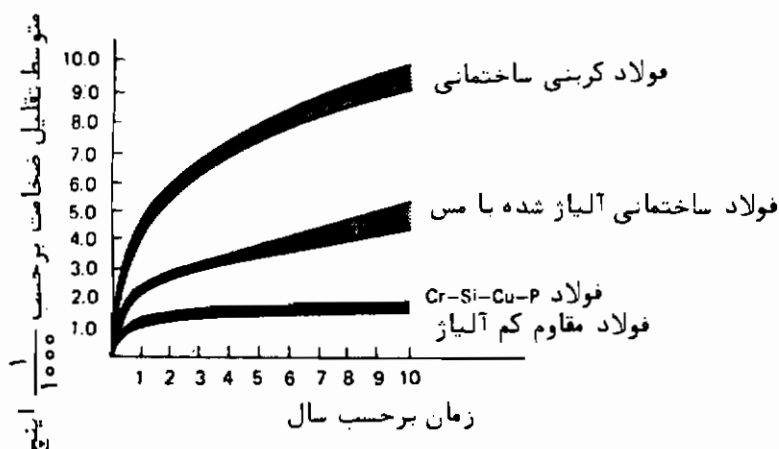
(1) corrosion

(2) weathering steels

\* Architectural Record August 1962.

\*\* از این فولاد در اجرای Administrative Center for Deere & Company در شهر مولین، ایلی نویز استفاده شده است.

مورد توجه بسیاری قرار گرفته است. ابتدا این نوع فولاد توسط آئین نامه ASTM با نام A242 معرفی شد که عملاً در برگزیده تغییرات بسیاری از نظر مواد آلیاژی در فولاد می باشد. با معرفی فولاد A588 در سال ۱۹۶۹ میلادی بعنوان فولاد خودحفاظ و سپس ارائه فولاد A709 در سال ۱۹۷۵ میلادی به بازار فولاد A242 عملاً یک فولاد منسوخ شده بحساب می آید. در حال حاضر از فولاد A588 در ساختمانها و از فولاد A 709 Grade 50W و 100W در پلها استفاده می شود\* .



شکل (۲ - ۱۹) - دیاگرام مقایسه‌ای از شدت خوردگی و فساد در فولادهای مختلف در هوای اطراف کارخانجات (قسمت‌های هاشور خورده انحرافات منتج از نمونه‌های آزمایشی را نشان می دهد) .

ساخت و نصب فولادهای خود حفاظ نیاز به مراقبت‌های ویژه دارد از برجستگی‌های ناموزون، خراش و نظایر آن بایستی اجتناب نمود. استفاده از رنگ حتی بمنظور شناسایی قطعات باید حداقل خود برسد و پس از اتمام کار نصب کلیه رنگ مصرف شده را بایستی پاک کرد و پوسته‌های حاصل از جوشکاری را از بین برد. بدیهی است هزینه اضافی حاصل از نصب سازه بدلیل عدم نیاز این نوع سازه‌ها به رنگ آمیزی در طول عمر ساختمان جبران خواهد شد.

■ غرض از نام بردن این نوع فولادها معرفی ترکیبات شیمیایی آنهاست که با مراجعه به جداول ASTM بدست خواهد آمد.

از آنجائی که سازه‌های فولادی باید در برابر حریق حفاظت گردند لذا کاربرد فولادهای خودحفاظ از این نظر مورد توجه نخواهد بود. بمنظور حفظ نیمرخهای فولادی بدون پوشش در برابر حریق دو راه حل ابتکاری زیر ارائه شده است:

- ۱- قرار دادن نیمرخ فولادی در سطح خارجی دیوارنما بنحویکه از حریق احتمالی در داخل ساختمان توسط دیوار پشت نیمرخ حفاظت شود.
- ۲- پر کردن نیمرخهای توخالی فولادی‌نما از مایعی شیمیایی بنحویکه این مایع در صورت حریق ساختمان دمای نیمرخ فولادی را پائین نگهدارد. (12)

## مراجع مولفین

1. *Standard Specification for General Requirements for Delivery of Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use (ANSI/ASTM A6-78)*. Philadelphia, Pa.: American Society for Testing and Materials, 1978. Also adopted by the American National Standards Institute.
2. *Welding Handbook*, 7th ed., Vol. 1, *Fundamentals of Welding*. Miami, Fla.: American Welding Society, 1977.
3. *Structural Welding Code (AWS D1.1-79)*. Miami, Fla.: American Welding Society, Inc., 1979.
4. R. L. Brockenbrough and B. G. Johnston, *Steel Design Manual*, Pittsburgh, Pa.: U.S. Steel Corporation, 1968, Chap. 1.
5. *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. New York: American Iron and Steel Institute, 1968, with Addendum No. 1 (November 19, 1970) and Addendum No. 2 (February 4, 1977).
6. S. T. Rolfe, "Fracture and Fatigue Control in Steel Structures," *Engineering Journal*, AISC, 14, 1 (First Quarter 1977), 2-15.
7. *A Primer on Brittle Fracture*, Booklet 1960-A, Steel Design File, Bethlehem Steel Corp., Bethlehem, Pa.
8. "Commentary on Highly Restrained Welded Connections," *Engineering Journal*, AISC, 10, 3 (Third Quarter 1973), 61-73.
9. Charles H. Thornton, "Quality Control in Design and Supervision Can Eliminate Lamellar Tearing," *Engineering Journal*, AISC, 10, 4 (Fourth Quarter 1973), 112-116.
10. W. H. Munse and LaMotte Grover, *Fatigue of Welded Structures*, New York: Welding Research Council, 1964.
11. C. P. Larrabee, "Corrosion Resistance of High-Strength Low-Alloy Steels as Influenced by Composition and Environment," *Corrosion Magazine*, 9, 8 (August 1953), 259-271.
12. "Weathering Steels Become Loadbearing," *Progressive Architecture* (September 1967).





## قطعات کششی

۳-۱ = مقدمه

در اغلب سازه‌های مولادی قطعات کششی (۱) چه بصورت اعضای اصلی (۲) سازه و چه بصورت اعضای فرعی (۳) آن حضور دارند. این نوع قطعات اگر عضوی از یک پیل، یک خرپا یا یک برج انتقال نیرو (۴) را تشکیل دهند بصورت عضو اصلی سازه و هرگاه بمانند بادبند یک سیستم خرپایی عمل نمایند بعنوان عضوی فرعی بحساب خواهند آمد. شکل قطعه کششی تا حد بالایی بستگی به سازه‌ای دارد که قطعه کششی جزئی از آن سازه را تشکیل میدهد و این بستگی از طرف دیگر به شکل اتصال قطعه به سازه نیز ارتباط پیدا می‌کند؛ بعنوان مثال انتخاب قطعه کششی در یک خرپا با انتخاب بادبندهای جانبی همان سازه، خرپایی متفاوت خواهد بود.

ساده‌ترین قطعات کششی، میل گرد، کابل و تسمه است؛ که از میلگردها عموماً در مهاربندی جانبی (۵) سازه‌های ریحی و ساختمانهای طبقاتی و همچنین بعنوان میل مهار لاپه‌ها و نظیر آن استفاده شده و از کابل‌ها بمنظور استفاده در مهار دکل‌ها، آویز کف پل‌ها، کابل جراثقال‌ها و کف‌های کاذب اینیه و سازه‌های مشابه بهره می‌گیرند.

علی‌الاصول استفاده از یک نیمرخ بصورت ساده در قطعات کششی از کاربرد نیمرخهای مرکب مقرون بصره‌تر خواهد بود. عملاً زمانی می‌باید اقدام بکاربرد مقاطع مرکب نمود که الزامی در انتخاب آن چنان نیمرخ وجود داشته باشد. یک مهندس آگاه هرگاه انتخاب

(1) tension members

(2) principal member

(3) secondary member

(4) transmission tower

(5) bracing systems

ساده‌ای ممکن باشد از گزینشی پیچیده خود را برحذر خواهد داشت زیرا که انتخاب پروفیلی ساده بدنبال خود محاسبات سهل‌تر و قابل کنترل‌تری داشته و پرواضح است که چنین عملی نه تنها عملکرد اجرایی را تسهیل خواهد بخشید بلکه محاسبات و تهیه نقشه‌های اجرایی را نیز سرعت خواهد داد. با وجود این هر یک از حالات زیر می‌تواند منجر به انتخاب پروفیلی مرکب گردد:

الف - نیروی کششی بیش از ظرفیت باربری یک نیمرخ باشد.

ب - ضریب لاغری (۱) (خارج قسمت طول آزاد (۲) قطعه به شعاع زیراسیون (۳) حداقل

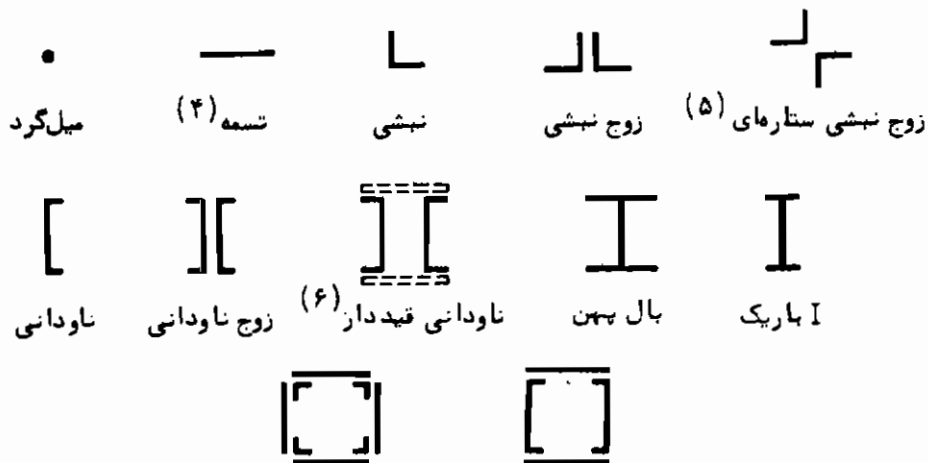
آن) نیمرخ ساده صلبیت کافی به قطعه ندهد.

ج - اثر توأم کشش و خمش نیاز به صلبیت حائمی بالایی داشته باشد.

د - اتصالات مخصوص انتهای قطعه نیاز به مقطعی خاص داشته باشد.

ه - زیبایی قطعه موردنظر باشد.

در شکل (۱-۳) نیمرخهای ساده و مرکب متداول در قطعات کششی را نشان داده‌ایم. هر گاه در اتصال قطعات کششی به سازه اصلی از جوش استفاده گردد امکان اتصال مستقیم



پروفیل‌های مرکب قوطی شکل

شکل (۱-۳) - نیمرخهای متداول قطعات کششی

- |                        |                       |
|------------------------|-----------------------|
| (1) slenderness ratio  | (2) unbraced length   |
| (3) radius of gyration | (4) flat bar          |
| (5) starred angle      | (6) latticed channels |

قطعه به سازه وجود دارد ولی اگر وسیله اتصال پیچ یا پرچ باشد استفاده از ورق اتصال (۱) الزامی خواهد بود. در چنین حالتی عموماً از تک ورق اتصال در خراباهای سبک و از زوج ورق موازی در اتصالات مربوط به خراباهای سنگین پلها و سقفها استفاده میگردد. از تک‌نشی بطور وفور در برجه‌ها و از زوج‌نشی یا تک‌نشی در خراباهای متعارف سقفها استفاده می‌شود. در این صورت می‌توان به کمک یک ورق اتصال بوسیله پیچ یا پرچ آنها را به عضو اصلی متصل نمود و اگر وسیله اتصال حوش باشد براحتی و بدون تسمه، اتصال می‌توان آنها را به بال یا حان نیمرخی T شکل و یا به بال نیمرخی I شکل متصل کرد. عموماً برای اتصال زوج‌نشی، زوج‌نشی ستاره‌ای از یک ورق اتصال و در مورد اتصال زوج ناودانی و دونبشی قیددار از یک یا از دو ورق اتصال و در مورد سایر اشکال مرکب از دو ورق اتصال استفاده می‌کنند.

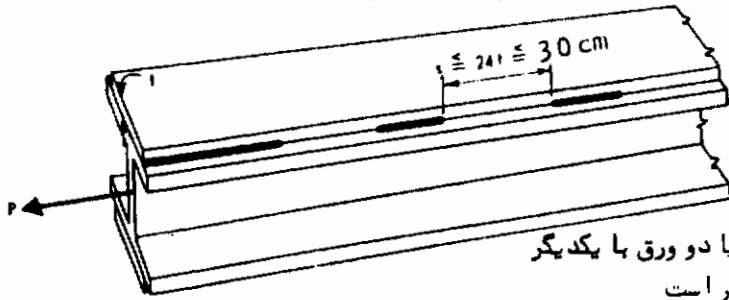
از نیمرخهای ساخته شده از ورق نیز می‌توان بعنوان قطعات کششی استفاده کرد. از نیمرخهای I شکل ساخته شده در خراباها و از نیمرخهای نشی شکل ساخته شده در برجه‌ها و سازه‌های مشابه آن استفاده شده است.

برطبق ضوابط سازه‌های فولادی هرگاه در تهیه یک قطعه کششی از چند نیمرخ استفاده شود یعنی قطعات بصورت مرکب ایجاد شود لازمست که شرایط زیر برقرار باشد.

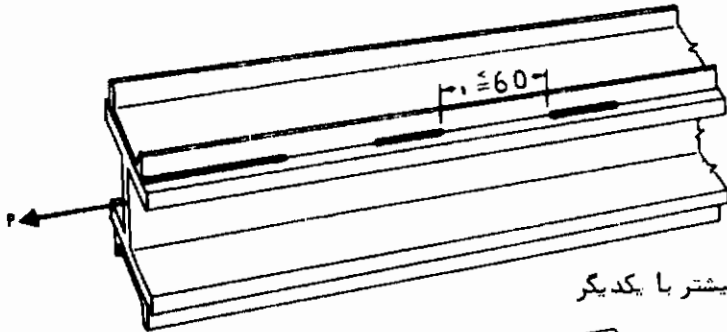
الف: فاصله پیچ‌ها، پرچ‌ها و یا جوش‌های گوشه‌ای منقطع که صفحات و نیمرخهای یک عضو کششی ساخته شده از چند نیمرخ را بهم اتصال می‌دهند نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین صفحه و یا از 30 cm بیشتر باشد، در صورتیکه نیمرخهای عضو کششی ساخته شده با یکدیگر در تماس باشند فاصله پیچ‌ها، پرچ‌ها و یا جوش‌های منقطع نباید از ۶۰ سانتیمتر تجاوز نماید. در اعضای کششی که از دو یا چند نیمرخ و یا از صفحاتی درست شده باشند که از یکدیگر دارای فاصله‌اند نیمرخهای متشکله را باید با صفحات لقمه (آ) در فواصل معین طوری بهم متصل نمود که ضریب لاغری هر قسمت در بین اتصالات از ۲۴۰ بیشتر نشود.

ب: در اعضای کششی ساخته شده از چند نیمرخ برای اتصال نیمرخها می‌توان از صفحاتی که در آنها سوراخهایی تعبیه شده است (مشک) و یا از قیدهای افقی بدون چپ و راست استفاده نمود. قیدهای افقی باید عرضی بیش از  $\frac{1}{3}$  فاصله بین خطوط حوش و یا پیچ یا پرچ اتصال دو سر آنها داشته و ضخامت آنها باید بیش از  $\frac{1}{50}$  فاصله این خطوط باشند. فاصله بین پرچ‌ها، پیچ‌ها و یا جوش‌های منقطع در روی خط پرچ، پیچ یا جوش در قیدهای افقی نباید

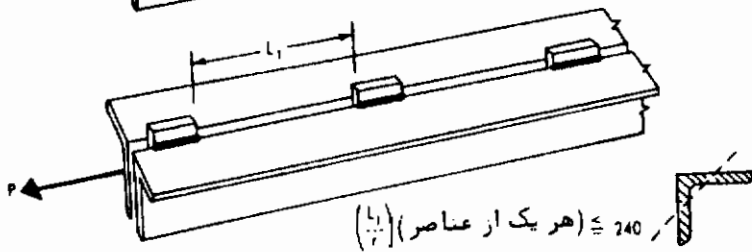
از ۱۵ سانتیمتر بیشتر شود، فاصله مرکز به مرکز قیدهای افقی باید طوری باشد که ضریب اغری قطعات بین هر دو قید از ۲۴۰ بیشتر نشود. (شکل ۳-۲)



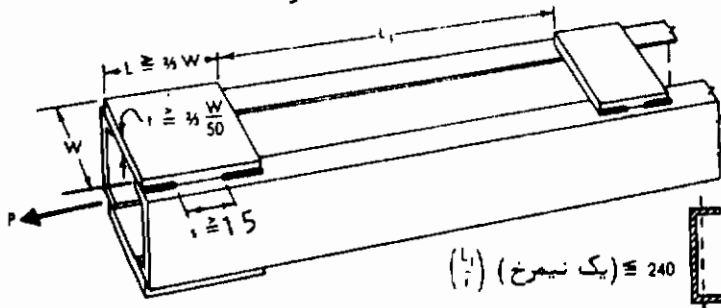
ترکیب ورق و نیمرخ و یا دو ورق با یکدیگر  
 ضخامت عنصر نازکتر است



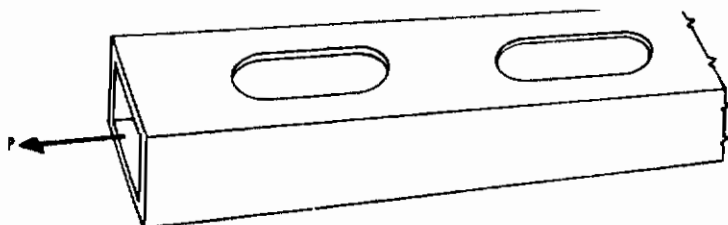
ترکیب دو نیمرخ یا بیشتر با یکدیگر



ترکیب دو نیمرخ یا دو ورق بکمک لقمه های اتصال با یکدیگر



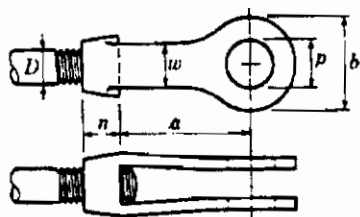
قیدهای اتصال که در صفحه توخالی پروفیل ترکیبی قرار می گیرد



از قطعات سوراخ‌دار (که بمنظور دسترسی بدون قطعه ایجاد شده است) نیز در قطعات کششی می‌توان استفاده کرد.

شکل (۳-۲) - قطعات کششی مرکب

هرگاه قطعات کششی دارای صلیبیت خمشی اندکی باشند زیر اثر وزن خود تغییر شکل داده و با اصطلاح شکم می‌دهند، این چنین تغییر شکلی باعث می‌شود که این قطعات تحت اثر بار خارجی تغییر شکل قابل توجهی داده و بعبارت دیگر تا زمانیکه تغییر شکل ناشی از وزن در این قطعات موجود است طول ظاهری قطعه طول واقعی آن نبوده و همین مسأله سبب تغییر قدرت کششی قطعه می‌شود. از اینرو در عمل نسبت بدرجه اهمیت این مشکل سعی می‌شود که نوعی این تغییر شکل اولیه را از بین ببرند. یکی از روش‌های جلوگیری از ایجاد تغییر شکل اولیه استفاده از بست قورباغه (۱) در قطعات کششی با اهمیت و استفاده از پیچ و مهره در میل مهارها و چپ راست‌های خریابها و یا استفاده از پنجه (۲) در قطعات دیگر است (شکل ۳-۳). در قطعاتیکه وسیله‌ای نظیر فوق در آنها وجود ندارد می‌توان قطعات موردنظر را قنای<sup>۱</sup> حرارت داد تا طول آنها افزایش پیدا کند و سپس به نصب آنها اقدام نمود و یا اینکه با استفاده از ابزار مناسب کشش با ایجاد کشش اولیه در قطعه کششی به نصب آنها اقدام کرد، یک چنین اعمالی سبب خواهد شد که قطعه کششی، شکل مستقیم‌الخط خود را در حین عمل حفظ نماید.



پنجه



بست قورباغه

شکل (۳-۳)

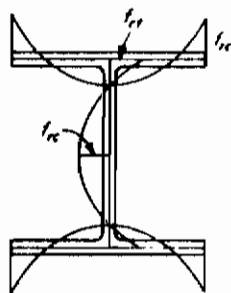
(1) turnbuckle

(2) clevis

## ۲-۲ = اثر تنش‌های پس ماند (۱)

قطعات کششی از جمله قطعاتی هستند که در انواع مختلف خود قابلیت بسیار خوبی در تحمل بار در سازه‌های گوناگون نشان می‌دهند. عموماً عملکرد آنها تحت تاثیر بار بیشتر شبیه عملکرد نمونه فولادی در آزمایش کشش ساده است. البته شباهت کامل به آن را ندارد، این عدم شباهت کامل می‌تواند به یکی از دلایل مختلف زیر باشد؛ از جمله لغزش حاصل در اتصالات پیچی یا پرچی، عدم عملکرد خطی اتصالات و وجود تنش‌های پس ماند در قطعه کششی. این نوع تنش‌های پس ماند علی‌الاصول در اثر سرد شدن غیریکساخت نیمرخهای مورد شده، جوشی پس از جوشکاری و یا بالاخره در اثر کار سرد انجام شده بر روی قطعات خمیده در جهت صاف نمودن آنها بوجود می‌آیند.

برای توضیح مطلب یک مقطع مورد شده، بال پهن را مورد بررسی قرار می‌دهیم (شکل ۳-۴)، از آنجائیکه پس از اتمام نورد گرم نوک‌بالهای نیمرخ از سه سمت در معرض هوای سرد محیط قرار می‌گیرد لذا با نرخ سردی سریعتر از محل اتصال بال به جان پروفیل شروع به سرد شدن می‌نماید و بهمین ترتیب قسمت وسط جان سریعتر از محل اتصال جان به بال خنک می‌شود. بدین ترتیب فلز اتصالات بال به جان چندی پس از آنکه انتهای بال و قسمت میانی جان تا درجه حرارت محیط سرد شده باشند به سرد شدن خود ادامه می‌دهد. یک چنین تأخیر در سرد شدنی سبب می‌شود که در اثر انقباض حاصل در اتصالات جان به بال این پروفیل، تنش فشاری در قسمت‌های قبلاً خنک شده پروفیل و تنش کششی در اتصالات پروفیل بوجود آید. یک چنین تنش‌هایی را تنش پس ماند خواهیم نامید. در شکل (۳-۴) شمایی از نحوه تغییرات تنش را در مقطع پروفیل نشان داده‌ایم. چون مقادیر تنش پس ماند در ضخامت پروفیل نیز متفاوت خواهد بود در اینجا بصورت متوسط تغییرات تنش نشان داده شده است.



شکل (۳-۴)

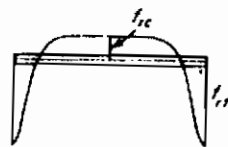
(1) residual stresses

مقدار و نحوه پخش تنش‌های پس‌ماند حرارتی بستگی کامل به شکل هندسی مقطع پروفیل دارد؛ طی آزمایشات متعددی که بر روی پروفیل W آمریکایی\* از نوع فولاد A7 انجام گرفته است تغییرات  $f_{pc}$  (به شکل ۳-۴ مراجعه شود) از ۲۸۰ تا ۱۲۹۰ بار و بطور متوسط برابر با ۸۸۰ بار بوده است و تغییرات تنش پس‌ماند حرارتی در وسط جان برزنت بیشتر بوده و از ۲۸۳۰ بار فشاری تا ۱۲۵۰ بار کششی متغیر بوده است این بدان معنی است که در بعضی از پروفیل‌های بال پهن جان پروفیل کلاً تنش کششی تحمل خواهد کرد (برعکس آنچه در شکل ۳-۴ نشان داده شده است)؛ از آنجائیکه تنش‌های پس‌ماند متناسب با ازدیاد ضخامت تاویل به ازدیاد مقدار خود نشان می‌دهند، در آزمایشات فوق‌الذکر از بیست نمونه آزمایشی فقط در یک پروفیل ضخامت بیش از ۲۵ میلیمتر وجود داشته است.

چون در عملیات جوشکاری تمرکز حرارتی بالایی وجود دارد لذا معمولاً شدت تنش‌های پس‌ماند کششی در قطعات جوش شده تا تنش تسلیم فلز جوش که خود برزنت بالاتر از تنش تسلیم (جاری شدن) فلز مینا می‌باشد می‌رسد. در قطعات جوش شده مقدار تنش‌های پس‌ماند با شکل هندسی قطعه و نحوه برش و تهیه قطعه تغییر می‌نماید مثلاً "امکان دارد یک قطعه جوش شده I شکل را یا بکمک تسمه‌های نورد شده و یا بکمک تسمه‌های بریده شده بکمک مشعل برش از یک ورق ساخت؛ در یک تسمه نورد شده منحنی پخش تنش پس‌ماند مطابق شکل (۳-۵ الف) تغییر می‌کند، در این منحنی مقدار تنش پس‌ماند، تابعی از دو متغیر ضخامت و عرض تسمه می‌باشد بصورتی که مقدار  $f_{pc}$  از حدود ۲۸۰ الی ۳۵۰ بار (در مورد ورق‌های نازک) تا تنش تسلیم فلز در ورق‌های ضخیم تغییر می‌نماید و  $f_{pc}$  از حدود ۱۷۰ تا ۱۰۷۰ بار متغیر می‌باشد و بدین علت اگر پروفیلی I شکل از یک چنین ورقی ساخته شود تغییرات تنش پس‌ماند در پروفیل چیزی شبیه شکل (۳-۶ الف) خواهد بود. در این حالت در اثر خنک شدن بعد از جوشکاری مقادیر تنش‌های پس‌ماند قبلی چه در مورد  $f_{pc}$  و چه در مورد  $f_{pt}$  افزایش خواهد یافت.



(الف) تسمه نورد شده



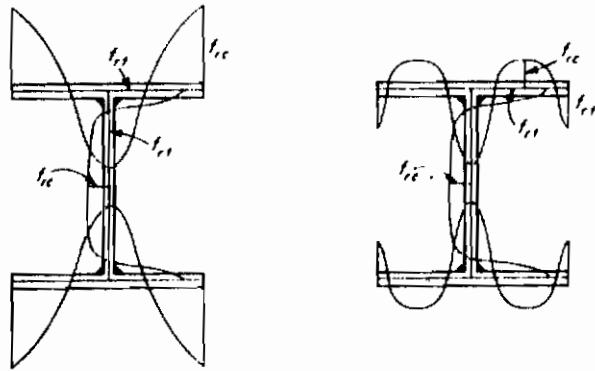
(ب) تسمه برش خورده

شکل (۳-۵) - تنش‌های پس‌ماند حرارتی

\* این پروفیل را می‌توان حدوداً معادل پروفیل‌های بال پهن اروپایی دانست.

تسمه های بریده شده از ورق به کمک مشعل برش به علت اینکه پس از برش در مسیر بریده شدن حرارت خود را از دست داده و خنک می شوند این چنین خنک شدنی از خود تنش های پس ماندی نظیر آنچه در شکل (۳-۵) نشان داده شده است، بر جای میگذارد که در این صورت مقدار  $f_{m\phi}$  می تواند تا  $F_y$  افزایش پیدا کند حال اگر از یک چنین ورقی پروفیلی I شکل با استفاده از جوشکاری ایجاد کنیم تغییرات تنش پس ماند در نیمه ساخته شده نظیر شکل (۳-۶) خواهد بود.

مقدار تنش های پس ماند در گوشه های جوش شده، یک نیمه فوطی در صورتی که از ورق ساخته شده باشد بالا خواهد بود. (شکل ۳-۷)، در صورتیکه در مورد یک قوطی نورد شده ساخت کارخانه براساس بررسی های انجام شده مقدار آن کم و بطور متوسط در حدود ۳۴۰ بار خواهد بود.



(الف) پروفیل ساخته شده از

تسمه نورد شده

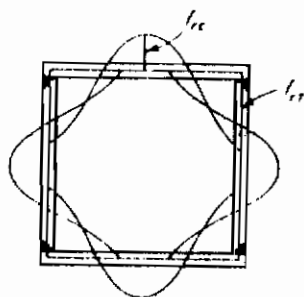
(ب) پروفیل ساخته شده از

تسمه بریده شده

شکل (۳-۶)

تنش های پس ماند حرارتی تقریباً در همه طول یک قطعه وجود دارد منتهی در دو انتهای آن طبعاً برابر با صفر بوده ولی به سرعت در فاصله کمی از دو انتها شدت آن به مقادیر فوق الذکر می رسد.





شکل (۲-۳) - دیاگرام تنش پس ماند در قوطی ساخته شده

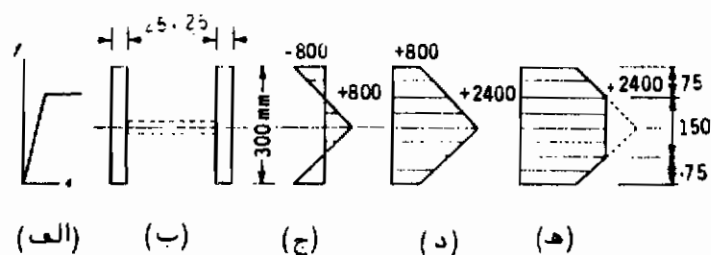
عملیات ساخت قطعه که در طی آن به صاف و راست نمودن (۱) و یا خم کردن (۲) قطعات و یا عملیاتی نظیر آن می پردازند نیز سبب ایجاد تنش های پس ماند می شود. بدیهی است که این چنین تنش هایی بر تنش های پس ماند حرارتی اضافه خواهد شد (= جمع حبری) با این تفاوت که یک چنین تنش هایی حالت گستردگی تنش های پس ماند حرارتی را ندارند. بعنوان مثال اگر با عمل غلتک زدن به راست نمودن قطعه بپردازیم تنش یکپوخت پس ماندی که حاصل از یک چنین کارسردی خواهد بود در طول قسمت غلتک خورده، قطعه بوجود خواهد آمد ولی اگر از وسایلی که سبب تغییر شکل موضعی میگردند استفاده کنیم می توان گفت که نحوه گسترش تنش پس ماند حرارتی در طول قطعه تقریباً بدون تغییر باقی می ماند. واضح است که در حالت استفاده از غلتک، مسیر غلتک خورده دارای گسترش تنشی متفاوت با سایر قسمت های قطعه خواهد بود.

برای بررسی تأثیر تنش پس ماند در یک قطعه کششی، تسمه ای به ابعاد 300x25mm مطابق شکل (۳-۸) در نظر می گیریم. فرض می شود که تغییرات تنش با کرنش فولاد تسمه از منحنی شکل (۳-۸) تبعیت نماید و تغییرات تنش پس ماند در تسمه مطابق شکل (۳-۸ج) باشد حال اگر نیروی کششی دائم التزایدی بر این قطعه وارد شود وقتی مقدار نیروی کششی به  $P = 120000 \text{ daN}$  برسد در تسمه تنشی برابر با  $1600 \text{ bar}$  ایجاد  $\frac{P}{A} = \frac{120000}{30 \times 2/5} = 1600 \text{ bar}$  خواهد نمود؛ یک چنین

(1) straightening

(2) bending

دیاگرامی نتیجه جمع جبری تنش حاصل از نیرو و تنش پس ماند موجود قبلی می باشد. بر اثر تنش حاصل از نیرو، کرنشی برابر با  $\epsilon = \frac{f}{E} = \frac{1600}{E} \approx 0/00008$  ایجاد می شود که نقطه



شکل (۳-۸)

A روی نمودار شکل (۳-۹) بیانگر یک چنین حالتی می باشد، اگر بازم مقدار P را افزایش دهیم تا حدی که تنش در دو لبه تسمه برابر با ۱۶۰۰ بار گردد. تغییرات تنش در عرض تسمه به مانند شکل (۳-۸ ه) شده و در این حالت کرنشی اضافی برابر با  $\frac{800}{E} \approx 0/00004$  بوجود خواهد آمد و مقدار بار کششی برابر با:

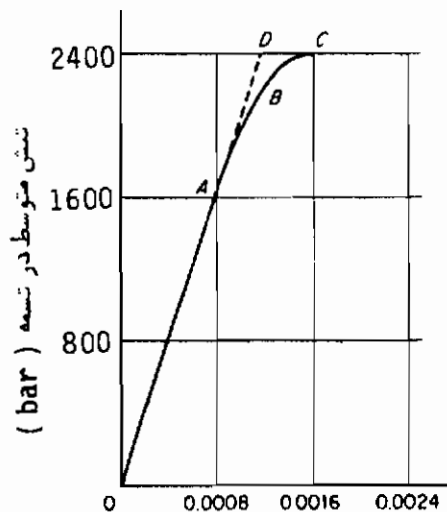
$$P = (15 + 2/5)(2400) + \left(\frac{2400 + 1600}{2} \text{ bar}\right) \times 2 \times 7/5 \times 2/5 = 165000 \text{ daN}$$

خواهد بود که تنش متوسطی برابر با  $f = \frac{P}{A} = \frac{165000}{30 \times 2/5} = 2200 \text{ bar}$  در مقطع ایجاد خواهد کرد که در شکل (۳-۹) نقطه B نمایانگر این حالت از بارگذاریست در صورتیکه مقدار بار تا حدی بالا رود که فولاد کل تسمه بحد تسلیم (جاری شدن) برسد. مقدار ازدیاد کرنش  $\frac{800}{E} \approx 0/00004$  بوده، و مقدار بار P برابر با:

$$P = (2400) \times 30 \times 2/5 = 180000 \text{ daN}$$

خواهد شد. در این حالت تنش در مقطع تسمه برابر با ۲۴۰۰ بار بوده و نقطه C نشان دهنده این حالت از بارگذاری می باشد. بدیهی است که ازدیاد محدود بار کششی سبب جاری شدن مقطع خواهد شد و این جاری شدن تا زمانیکه بار دیگر فولاد تسمه در مقابل ازدیاد نیرو

از خود مقاومت نشان دهد ادامه خواهد یافت.



شکل (۳-۹)

اگر در این تسمه تنش پس ماند وجود نداشت تغییرات تنش با کرنش بر طبق خط OAD انجام می گرفت. لذا دیده می شود که وجود تنش پس ماند سبب تغییر تنش تسلیم فولاد نمی گردد ولی باعث می شود که حد خطی فولاد که برای فولاد فوق نقطه D بوده است به نقطه A تنزل یابد و از طرف دیگر کرنش مربوط به تنش تسلیم فولاد از کرنش مربوط به نقطه D به نقطه C افزایش یابد. کلاً "می توان نتیجه گرفت که وجود تنش پس ماند در مقاومت قطعه تحت اثر بار ایستا مؤثر نمی باشد ولی هرگاه مسئله خستگی مطرح باشد چنین نتیجه گیری صحیح نخواهد بود. از طرف دیگر در فصول بعدی خواهیم دید که وجود تنش پس ماند در مقاومت ستونها بسیار مؤثر است.

### ۳-۳ = تنش های مجاز

طرح و محاسبه یک قطعه کششی یکی از ساده ترین مسائل مهندسی سازه است، زیرا که در این قطعات مسئله پایداری در مرتبه دوم اهمیت قرار داشته و بدین ترتیب فقط می بایستی

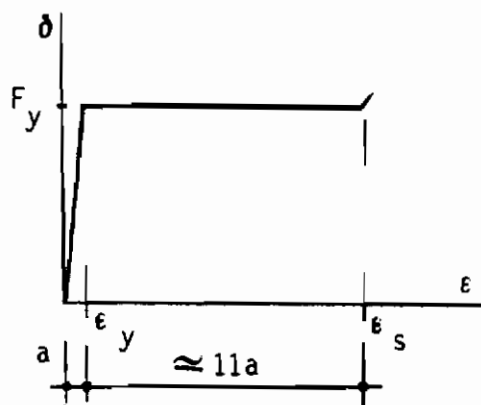
قطعه‌ای با سطح مقطع کافی که با ضریب اطمینانی مناسب قادر به تحمل بار وارده باشد طرح نمود.

طراحی سطح مقطع این نوع قطعات بر اساس پخش یکنواخت تنش در سطح مقطع آنها انجام میگیرد؛ یک چنین فرضی در صورتیکه تغییر ناگهانی مقطع در قطعه وجود نداشته و قطعه بتوسط جوشکاری کاملی به صفحات اتصال دو انتهای خود متصل شده باشد عموماً مورد قبول است.

روش طراحی قطعات کششی بر مقاومت نهایی (۱) آنها استوار است. بدین ترتیب که با در نظر گرفتن دو نوع احتمال خرابی زیر:

- ۱- ازدیاد طول زیاد از حد قطعه تحت اثر بارگذاری قطعه
- ۲- گسیختگی قطعه (۲)

ضرایب اطمینان مناسبی جهت قطعه تعیین می‌کنند. در بررسی نوع اول بحذر شرایط اضطراری همواره کرنش مربوط به تنش تسلیم (۳) فولاد قطعه، مقدار ازدیاد طول نهایی قطعه را معین خواهد کرد زیرا پس از آن و قبل از آنکه بار دیگر فولاد (نرمه) سختی خود را در برابر بار وارده باز یابد تغییر طول قابل توجهی خواهد داد. برای روشن شدن مطلب مثال زیر را در نظر بگیرید: اگر قطعه‌ای بطول  $3/0$  متر از فولاد نرمه متعارف موجود باشد و این قطعه تا تنش تسلیم تحت تنش کششی قرار گیرد ازدیاد طول این قطعه برابر خواهد شد با (شکل ۳-۱۰):



شکل (۳-۱۰)

- (1) ultimate strength      (2) fracture  
(3) yield point

$$L \frac{F_y}{E} = 2 \times 100 \times \frac{2323}{2/1 \times 10^6} = 0.23 \text{ cm}$$

حال اگر از دیاد طول قطعه را پس از فاز جاری شدن و تا شروع سختی کرنشی (۱) قطعه تعیین می‌کردیم به رقمی در حدود ۴ سانتیمتر یعنی چیزی در حدود ۱۲ برابر مقدار فوق می‌رسیدیم. برای جلوگیری از از دیاد طول زیاده از حد قطعه کافیست که تنش نهایی قطعه به مقدار  $F_y$  محدود شود. بدیهی است که در بررسی نوع دوم تنش نهایی قطعه در برابر گسیختگی، مقاومت کششی  $F_u$  قطعه خواهد بود. از آنجائیکه تفاوت فاحشی بین دو احتمال خرابی فوق‌الذکر وجود دارد در تعیین ضرایب اطمینان مربوط به هر یک از دو نوع خرابی قطعه از روش‌های موجود در حساب احتمالات و یا از بررسی آمار خرابی‌های قطعات کمک گرفته می‌شود.

مقدار تنش تسلیم فولاد نرمه بر طبق ضوابط موجود ساختمانهای فلزی در ایران چه برای فولاد نرمه داخلی و چه برای فولاد نرمه وارداتی مقدار  $F_y = 2300 \pm 100 \text{ kg/cm}^2$  تعیین شده است. ما در محاسبات خود در این کتاب مقدار  $F_y = 2323 \text{ bar}$  را جهت تسهیل در فهم مطالب برگزیده‌ایم. مقدار استحکام کششی فولاد نرمه نیز بر طبق ضوابط موجود برابر با  $F_u = 2700 \text{ bar}$  در نظر گرفته خواهد شد.

گرچه ظاهراً "بنظر میرسد که جاری شدن مقطع خالص (۳) قطعه تعیین کننده" مقاومت نهایی قطعه کششی باشد ولی بر طبق آزمایشات انجام شده معلوم شده است که عموماً "مقاومت نهایی مربوط به جاری شدن مقطع ناخالص (۴) قطعه می‌تواند کمتر از مقاومت نهایی مربوط به گسیختگی حاصل از مقاومت کششی ( $F_u$ ) در مقطع خالص قطعه باشد. عبارت دیگر در قطعات سوراخ‌دار عموماً "گسیختگی قطعه در تنشی کمتر از تنش تسلیم مقطع ناخالص اتفاق می‌افتد لذا اگر مهندس محاسب بنوعی اطمینان حاصل نماید که جاری شدن مقطع ناخالص تعیین کننده" تنش مجاز قطعه می‌باشد می‌تواند در محاسبه قطعات سوراخ‌دار (منظور از قطعات سوراخ‌دار قطعاتی است که در آن قطعات سوراخهایی بقطر کم مثلاً "بمنظور اتصال توسط پیچ یا پرچ تعبیه شده باشد) بمانند قطعات بدون سوراخ عمل کند.

بدین ترتیب جهت محاسبه دو کنترل فوق‌الذکر در قطعه‌ای که به اتصال با پیچ یا پرچ

(1) strain hardening

(2) tension strenght

(3) net section

(4) gross section

منتهی می‌شود (یعنی دارای مقطع سوراخ داری است) می‌بایستی رابطه زیر بررسی شود:

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

$A_n$  : سطح مقطع خالص

$A_g$  : سطح مقطع ناخالص

در این رابطه  $\phi$  ضریب تقلیل ظرفیت (۱) قطعه است که به علت تغییرات مقاومت اتصال در نظر گرفته می‌شود. اگر سطح ناخالص قطعه ملاک محاسبه قطعه باشد در این حالت می‌توان بر طبق ضوابط طرح و محاسبه ساختمانهای فولادی ضریب اطمینان ۱/۶۷ را برای تعیین تنش مجاز برگزید که در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{\phi F_u A_n}{1.67} \geq 0.60 F_y A_g \quad (۱-۳)$$

در این رابطه سمت چپ عبارت فوق بیان کننده مقاومت اتصال (یا مقاومت قطعه در حول و حوش اتصال) می‌باشد، که بایستی ضریب اطمینانی سازگار با ضریب اطمینان بکار رفته در محاسبه پیچ و برچ مورد مصرف داشته باشد. لذا عدد ۲/۵ برگزیده می‌شود و بدین ترتیب بار مجاز مقطع خالص برابر با  $0.50 F_u A_n$  خواهد شد که از آنجا مقدار ضریب تقلیل ظرفیت برابر با  $\phi = ۰/۸۵$  تعیین می‌شود.

ضوابط طرح و محاسبه سازه‌های فولادی (AISC) در طرح و محاسبه قطعات کششی با استفاده از رابطه (۱-۳) بجای  $A_n$  که سطح خالص قطعه می‌باشد  $A_e$  را که سطح خالص مؤثر (۲) نامیده می‌شود برگزیده است لذا بر طبق آن ضوابط در مورد قطعات کششی ساختمانی همواره بایستی روابط زیر صادق باشد:

$$f_a = \frac{T}{A_g} \leq 0.60 F_y \quad (۲-۳ \text{ الف})$$

$$f_a = \frac{T}{A_e} \leq 0.5 F_u \quad (۲-۳ \text{ ب})$$

(1) capacity reduction factor

(2) effective net area

جدول ۳-۱ = تنش‌های مجاز در قطعات کششی

الف - ضوابط طرح و محاسبه ساختمانهای فولادی AISC

۱- در مورد کلیه قطعات کششی بجز در محل سوراخهای مفصل

$$F_t = 0.60 F_y \text{ در سطح ناخالص قطعه}$$

$$F_t = 0.50 F_u \text{ در سطح خالص موثر قطعه}$$

۲- در محل سوراخهای مفصل

$$F_t = 0.45 F_y \text{ در سطح خالص قطعه}$$

۳- در میل‌گردهای رزوه شده

$$F_t = 0.33 F_u \text{ در قطر بزرگ میل‌گرد (فقط برای بارهای ایستا)}$$

غرض از قطر بزرگ میل‌گرد قطر بیرونی آن می‌باشد و بعبارت دیگر در محاسبه میل‌گردهای رزوه شده سطح مقطع ناخالص آنها منظور می‌گردد.

ب - ضوابط طرح و محاسبه پل‌های فلزی حاده AASHTO

$$F_t = 0.55 F_y \text{ در سطح خالص قطعه}$$

$$F_t = 0.46 F_u \text{ در سطح خالص قطعه}$$

(مگر ضوابط مربوط به خستگی مقدار کمتری را تحویز کند)

ج - ضوابط طرح و محاسبه پل‌های فلزی راه‌آهن AREA

$$F_t = 0.55 F_y$$

(مگر ضوابط مربوط به خستگی مقدار کمتری را تحویز کند)

۳-۴ = مقطع خالص

اگر قرار باشد قطعه‌ای کششی توسط پیچ یا برچ اتصال باید لازم است که در آن قطعه سوراخهایی جهت اتصال قطعه تعبیه شود و لذا سطح مقطع قطعه در محل اتصال تقلیل یافته و بدنبال آن امکان دارد بار مجاز کششی قطعه نیز که بستگی به اندازه و محل سوراخها دارد نیز تقلیل یابد.

روش‌های متعددی جهت تعبیه سوراخ در قطعات فلزی بکار برده می‌شود که متداول‌ترین

و کم خرج ترین آنها استفاده از ابزار سوراخ زنی (۱) است که توسط آن سوراخهایی بقطر ۱/۵ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ یا برچ ایجاد می‌کند. با یک چنین روشی فلز اطراف سوراخ آسیب دیده و عملاً "کارآیی آنچنانی در باربری قطعه نخواهد داشت و لذا در محاسبات قطر سوراخ را ۱/۵ میلیمتر بزرگتر از آنچه که هست در نظر می‌گیرند و بدین ترتیب قطر سوراخهای زده شده (۲) در محاسبات ۳ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ یا برچ گرفته می‌شود.

روش دیگر تعبیه سوراخ ایجاد سوراخهایی با روش سوراخ زنی و با قطر ۳ الی ۵ میلیمتر کمتر از قطر نهایی سوراخ و گشاد نمودن آن تا قطر نهایی توسط برقو پس از نصب موقت اتصال می‌باشد. این چنین روشی گرانتر از روش قبل تمام شده ولی با یک چنین روشی هم باد (۳) بودن سوراخهای قطعات اتصال بنحو احسن تأمین می‌گردد.

روش سوم تعبیه سوراخ ایجاد سوراخ با مته زنی (۴) است، در این حالت سوراخهایی با قطر مورد نظر (که می‌تواند تا یک میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ یا برچ باشد) ایجاد می‌کنند. یک چنین روشی مخصوص قطعات ضخیم بوده و هزینه تمام شده آن بمراتب بالاتر از دوروش فبلی است.

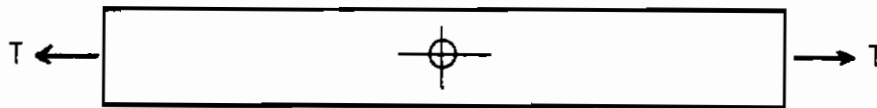
اگر با توجه به انحرافات ابعاد قطعات که در حین نصب مشاهده می‌شود بخواهیم نصب بدون مسئله‌ای داشته باشیم گاهی ناچاریم سوراخهایی با قطر ۱۵ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ یا برچ نیز ایجاد کنیم که در این صورت جهت جلوگیری از لغزش قطعات اتصال نسبت بیکدیگر از پیچ‌های با مقاومت بالا که با روش اصطکاک قطعات را بهم متصل می‌کنند استفاده خواهیم کرد.

مثال ۳-۱ =

تسمه‌ای کششی به ابعاد مقطع PL100x6mm موجود است. هرگاه در این تسمه سوراخی استاندارد جهت پیچی بقطر ۲۰ میلیمتر ایجاد کرده باشند مطلوبست تعیین سطح خالص این قطعه کششی.

- |                      |                   |
|----------------------|-------------------|
| (1) punching machine | (2) punched holes |
| (3) alignment        | (4) drilling      |





شکل (۳-۱۱)

$$(سطح\ ناخالص\ قطعه) = A_g = 10 \times 0.6 = 6 \text{ cm}^2$$

اگر با روش سوراخ زنی آنرا تعبیه کرده باشند (که برای ضخامت ۶ میلیمتر چنین روشی بکار میرود) خواهیم داشت:

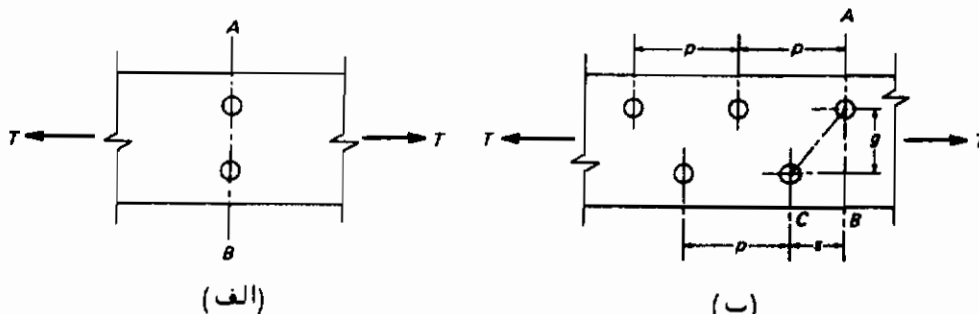
$$(ضخامت\ ورق) (قطر\ محاسباتی\ سوراخ) = A_n = A_g -$$

$$= 6 - (2 + 0.3)(0.6) = 4.62 \text{ cm}^2$$

و اگر قطر نهایی سوراخ با برقوزدن و یا مته زنی حاصل شده باشد خواهیم داشت:

$$A_n = 6 - (2 + 0.15)(0.6) = 4.71 \text{ cm}^2$$

اگر قطعه کششی در محل اتصال خود بیش از یک سوراخ بنوعی که بر روی خطی هموارات راستای بار وارده قرار نگرفته باشند داشته باشد، امکان پارگی قطعه در مقاطع مختلفی ممکن خواهد بود. در این حالت تعیین مسیر پاره شدن قطعه با تعیین سطح مقطع خالص حداقل انجام می‌گیرد.



شکل (۳-۱۲)

در شکل (۳-۱۲ الف) مقطع گسیختگی قطعه در راستای A-B خواهد بود ولی در شکل (۳-۱۲ ب) امکان دارد گسیختگی قطعه در راستای A-B (یعنی در مقطعی با یک سوراخ) و یا در راستای A-C (یعنی در مقطعی با دو سوراخ) اتفاق افتد، در اولین نگاه امکان دارد تصور شود که مسیر A-B مسیر بحرانی است زیرا که طول A-B از طول A-C کمتر است ولی از طرف دیگر دیده میشود که در مسیر A-B فقط یک سوراخ ولی در مسیر A-C دو سوراخ کسر میگردد لذا بدین طریق دیده می شود که امکان دارد مسیر A-C مسیر بحرانی باشد، بدین جهت برای تعیین مسیر بحرانی واقعی هر دو مسیر A-B و A-C بایستی کنترل گردد. کنترل دقیق مسیر A-C عملاً پیچیده است ولی در عمل از رابطه تجربی ارائه شده توسط کچران (۱) که توسط AISC پذیرفته شده است بمنظور تصحیح مسیرهای مایل استفاده می شود، توسط این رابطه تجربی اختلاف مسیر بین دو مسیر A-B و A-C با عبارت  $\frac{S^2}{4g}$  معین می گردد؛ در این رابطه S تصویر افقی مسیر مایل و g تصویر قائم آن می باشد (شکل ۳-۱۲ ب). با استفاده از رابطه فوق که به قاعده  $\frac{S^2}{4g}$  مشهور است طول دو مسیر A-B و A-C بصورت زیر معین می گردد:

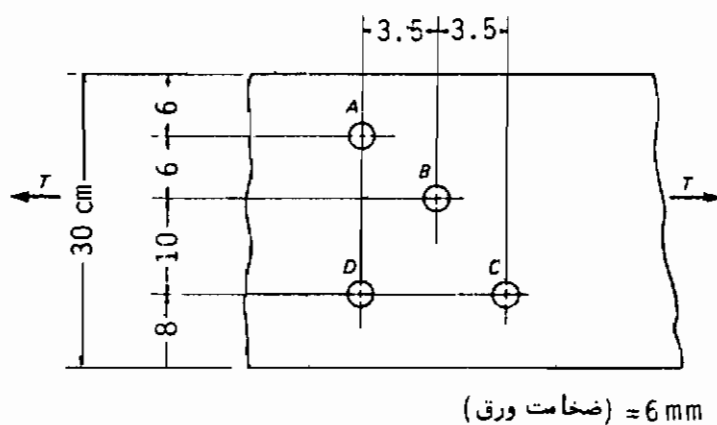
( قطر محاسباتی سوراخ ) - ( طول A-B ) = ( عرض خالص مسیر A-B )  
 $\frac{S^2}{4g} + 2 \times$  ( قطر محاسباتی سوراخ ) - ( طول A-B ) = ( عرض خالص مسیر A-C )  
 و بدین ترتیب سطح خالص حداقل از حاصل ضرب عرض خالص حداقل (که یکی از دو مقدار فوق خواهد بود) در ضخامت تسمه بدست خواهد آمد.

مثال ۳-۲ =

مطلوبست محاسبه سطح خالص تسمه نشان داده شده در شکل (۳-۱۳)، قطر سوراخها برابر با ۲۴ میلیمتر بوده و در تعبیه آنها از روش سوراخ زنی استفاده می گردد.  
 حل:

برطبق آنچه قبلاً ذکر گردید سطح خالص هر یک از سه مسیر A-D، A-B-D و A-B-C بصورت زیر معین می گردد:

$$\text{مسیر (A-D): } [ (20 - 2(2/4 + 0/15)) ] \times 0/6 = 14/94 \text{ cm}^2$$



شکل (۳-۱۳)

مسیر (A-B-D) :

$$\left[ 30 - 3 \left( \frac{2}{4} + \frac{0}{15} \right) + \frac{5/5^2}{4 \times 6} + \frac{5/5^2}{4 \times 10} \right] \times 0.6 = 14.62 \text{ cm}^2$$

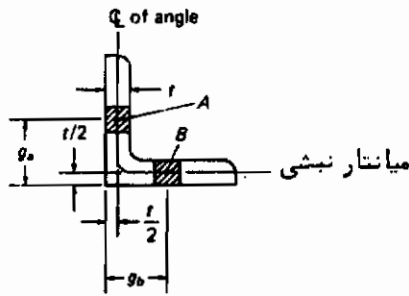
مسیر (A-B-C) :

$$\left[ (30 - 3 \left( \frac{2}{4} + \frac{0}{15} \right) + \frac{5/5^2}{4 \times 6} + \frac{3/5^2}{4 \times 6} \right] \times 0.6 = 14.35 \text{ cm}^2$$

که نتیجتاً مسیر (A-B-C) مسیر بحرانی خواهد بود

هرگاه سوراخهای یک قطعه کششی متشکل از یک نبشی روی دو ساق آن قرار گرفته باشد، برای تعیین مقدار  $g$  در  $\frac{S^2}{4g}$  می‌بایستی همانند آنچه در شکل (۳-۱۴) نشان داده شده است فاصله بین مراکز دو سوراخ در روی همان‌تار نبشی اندازه گرفته شود، بدین ترتیب مقدار  $g$  در نبشی برابر با مقدار زهر خواهد بود:

$$g = g_a - \frac{t}{2} + g_b - \frac{t}{2} = g_a + g_b - t \quad (۳-۳)$$



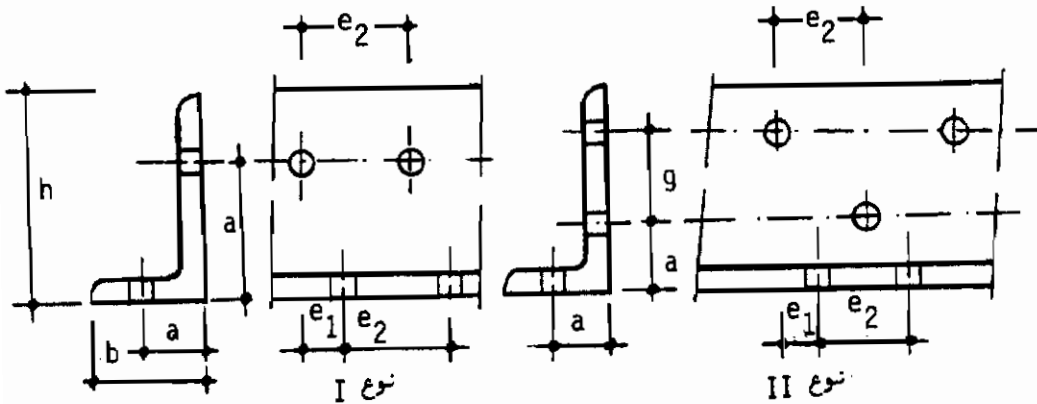
شکل (۳-۱۴) - مقدار  $g$  در نبشی

برای هر نبشی مورد شده موقعیت سوراخهای روی ساق نبشی بستگی بطول ساق نبشی خواهد داشت، بدین منظور جدول (۳-۱) برای تعیین مشخصات و ابعاد سوراخهای مورد نظر در نبشی ها داده شده است.

$e_2$  = فاصله پیشنهادی بر حسب میلیمتر

$e_1$  = فاصله حداقل بر حسب میلیمتر

$d$  = قطر سوراخ پیشنهادی بر حسب میلیمتر

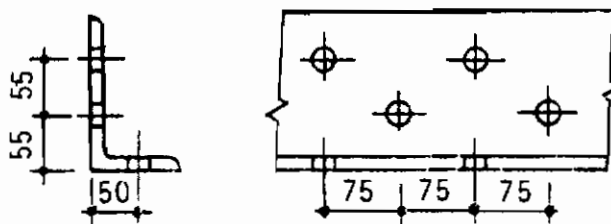


جدول ۳-۲ = مشخصات ابعادی سوراخ پیچ و پرچ در نبشی ها

$h \times b$	$d$	$a$	$g$	نوع	$e_1$	$e_2$	$h \times b$	$d$	$a$	$g$	نوع	$e_1$	$e_2$
20	6	12	-	I	12	25	90	20	50	-	I	0	70
25	8	14	-	I	14	28	100	22	55	-	I	0	75
30	8	16	-	I	15	30	110	20	45	25	II	25	80
40	10	22	-	I	16	32	115	20	45	30	II	25	85
45	12	25	-	I	16	35	120	20	50	30	II	25	85
50	12	28	-	I	20	40	130	22	50	40	II	25	95
55	14	30	-	I	22	44	140	22	55	45	II	15	100
60	16	32	-	I	25	52	150	24	55	55	II	0	110
65	16	35	-	I	25	52	160	24	60	55	II	0	120
70	18	38	-	I	25	58	170	24	60	65	II	0	120
75	18	40	-	I	20	62	200	24	70	70	II	0	125
80	20	45	-	I	15	66	230	24	80	80	II	0	150
85	20	50	-	I	0	68							

مثال ۳-۳ =

مطلوبست تعیین سطح خالص  $A_n$  برای نبشی  $۱۲ \times ۹۰ \times ۱۵۰$  (شکل ۳-۱۵)، قطر سوراخها ۲۴ میلیمتر و در تعبیه سوراخها از روش سوراخ زنی استفاده شده است.



شکل (۳-۱۵)

حل:

برای تعیین سطح خالص نبشی فوق می‌باید همانند آنچه در شکل (۳-۱۶) نشان داده شده است تسمه معادل این نبشی را معین نمود. در چنین حالتی سطح خالص تسمه معادل که برابر با سطح خالص نبشی خواهد بود بصورت زیر معین می‌شود:

$$A_n = A_g - Dt + \frac{S^2}{4g} t$$

در رابطه فوق  $D$  قطر محاسباتی سوراخ می‌باشد.

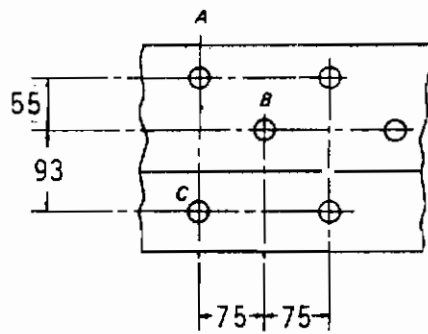
مسیر A-C

$$۲۷/۵ - ۲ (۲/۴ + ۰/۱۵) \times ۱/۲ = ۲۱/۳۸ \text{ cm}^2$$

مسیر A-B-C

$$۲۷/۵ - ۲ (۲/۴ + ۰/۱۵) \times ۱/۲ + ۱ + \left( \frac{۷/۵^2}{۴ \times ۵/۵} + \frac{۷/۵^2}{۴ \times ۹/۳} \right) \times ۱/۲ = ۲۳/۲۰ \text{ cm}^2$$

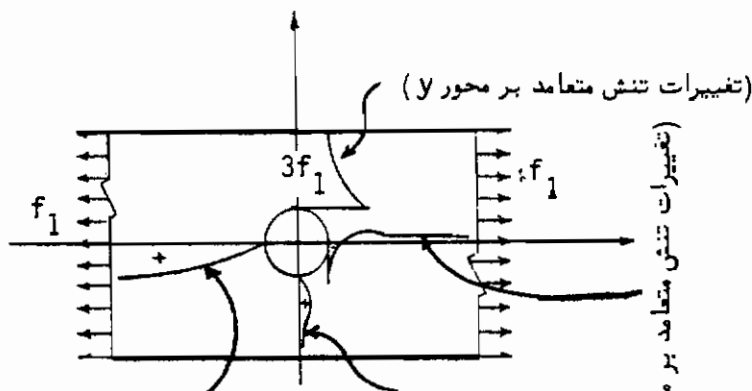
دیده می‌شود که مسیریحرانی A-C مقدار  $A_n$  را برابر با  $۲۱/۳۸ \text{ cm}^2$  معین می‌کند.



شکل (۳-۱۶) - تسمه معادل نبشی شکل (۳-۱۵)

۲-۵ = بررسی دقیق قطعه کشی

آزمایشات تجربی و مطالعات نظری نشان می دهد که وجود سوراخ در یک قطعه کشی سبب می گردد که مقادیر تنش یکنواخت قبلی در حوالی سوراخ بشدت یکنواختی خود را از دست داده و تغییراتی برابر با آنچه در شکل (۳-۱۷) نشان داده شده است پیدا کند. در شکل (۳-۱۷) نمودار تغییرات تنش در امتداد دو محور متعامد نشان داده شده است، با توجه به شکل دیده می شود که مقادیر تنش مماس بر جدار سوراخ در روی  $y-y$  برابر با  $3f_1$  می باشد و در صورتی که تنش مماس بر جدار سوراخ در روی محور  $x-x$  برابر با  $f_1$  بعبارت دیگر فشاریست.



(تغییرات تنش متعامد بر محور X) شکل (۳-۱۷) نمودار تغییرات تنش در حوالی یک سوراخ (تغییرات تنش در امتداد محور Y) (تغییرات تنش در امتداد محور X)

بدین ترتیب دیده می‌شود که وجود سوراخ در یک تسمه چگونه مقادیر تنش را در حوالی سوراخ حتی در فاصله‌ای بیش از سه برابر قطر سوراخ تغییر می‌دهد آنچه از دیاگرام تغییرات تنش به خوبی پیداست اینست که مقدار تنش در جدار سوراخ روی محور  $y$  مقدار بسیار بالایی را نشان می‌دهد. تئوری ارتجاعی تغییرات تنش عمود بر محور  $y$  را با رابطه زیر بیان می‌کند.

$$f = f_1 \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{r}{y} \right)^2 + \left( \frac{r}{y} \right)^4 \right] \quad (۳-۴)$$

$f_1$  مقدار تنش کششی در تسمه در قسمت بدون سوراخ  
 $r$  شعاع سوراخ

$y$  فاصله مرکز سوراخ از هر نقطه‌ای روی مقطع عرضی قطعه در روی محور  $y$  می‌باشد. رابطه فوق بشرطی صادق است که مقدار حداکثر تنش در جدار سوراخ از تنش حد خطی فولاد تجاوز نکند در صورتیکه در اثر ازدیاد بار مقدار تنش از حد خطی تجاوز کند. توزیع تنش بستگی به شکل دیاگرام تنش - کرنش فولاد خواهد داشت و اگر فولاد نوعی باشد که این دیاگرام دارای پله خمیری باشد در این صورت کرنش فولاد جدار سوراخ بدون قبول ازدیاد تنش افزایش خواهد یافت ولی اگر دیاگرام تنش - کرنش فولاد بدون پله خمیری باشد برحسب ازدیاد کرنش، تنش نیز بتدریج افزایش خواهد یافت با این تفاوت که شدت افزایش تنش مطابق با دیاگرام تنش - کرنش فولاد و لذا کند خواهد بود.

در هر یک از دو حالت فوق مقدار تنش در مقطع تسمه در فواصل دورتر از جدار سوراخ بیش از مقداری خواهد بود که با احتساب سطح مقطع خالص تسمه برای تنش معین میگردد. معمولاً در طرح و محاسبه سازه‌های فولادی از تمرکز تنش در حوالی سوراخ چشم‌پوشی کرده و فرض میگردد که توزیع تنش در مقطع خالص قطعه بصورت یکنواخت باشد یک چنین فرضی که به علت خاصیت تورق فولاد نرمه ممکن می‌باشد، دوزاز واقعیت نیز نیست، زیرا که چنین فولادی در اغلب اوقات در تنش‌های بالا به یکنواخت نمودن شدت تنش می‌پردازد بنحویکه قدرت باربری سطح مقطع خالص در قطعات سوراخ دار و بدون سوراخ با یکدیگر برابری می‌نماید. صحت چنین مطلبی توسط آزمایش تجربی نیز باثبات رسیده است (شکل ۳-۱۸).

آزمایشات متعدد نشان داده است که در قطعات کششی تنش متوسط نهایی مقطع خالص کمتر از تنش مربوط به مقاومت نهایی فلز قطعه کششی می‌باشد. یک چنین مقاومت قطعه‌ای را

با لفظ کارایی مقطع خالص (۱) که خارج قسمت تنش متوسط در گسیختگی به مقاومت نمونه، آزمایشی می‌باشد بیان میگردد. کارایی مقطع خالص بستگی به (۱) خاصیت تورق فولاد (۲) روش ایجاد سوراخ در فلز (۳) خارج قسمت اندازه  $g$  به قطر پرچ یا پیچ  $d$ ، (۴) خارج قسمت سطح خالص کششی به سطح تماس پرچ یا پیچ‌ها (با قطعه) و (۵) وضعیت قرارگیری سطح مقطع قطعه نسبت به ورقهای اتصال دارد.

از آنجائیکه پخش تنش در قطعه بصورت یکنواخت انجام نمی‌گیرد وابستگی کارایی مقطع خالص به خاصیت تورق فلز کاملاً ملموس است. آزمایشات فراوان نشان داده است که مقطع خالص فلزاتی که خاصیت تورق بالایی دارند، ۱۵ تا ۲۰ درصد قوی‌تر از همان مقطع از فلزاتی است که خاصیت تورق کمی دارند. یک چنین عاملی را با ضریب کارایی مقطع خالص  $K_1$  که تابعی از تقلیل مقطع نمونه، استاندارد کششی می‌باشد و برطبق رابطه (۳-۵) بیان میگردد نشان می‌دهند.

$$K_1 = 0.82 + 0.0032 R \leq 1 \quad (5-3)$$

$R$ : درصد تقلیل مقطع در آزمایش کشش ساده

هرگاه فولادی طی آزمایش کشش ساده ۵۰ درصد تقلیل مقطع پیدا کند، ضریب  $K_1$  برای آن برابر با یک خواهد شد. دیده می‌شود که برای فولادی که دارای ۲۵ درصد تقلیل مقطع می‌باشد نیز ضریب  $K_1$  مقدار بالایی نظیر ۰/۹ خواهد داشت.

هرگاه باروش سوراخ زنی به ایجاد سوراخ بهیردازیم کارایی مقطع خالص در حدود ۱۵ درصد کمتر از زمانی خواهد بود که ایجاد سوراخ با مته انجام گرفته و یا پس از سوراخ زنی با برقو سوراخ‌ها را گشاد کرده باشیم. این چنین عاملی را با ضریب کارایی  $K_2$  که برای سوراخ‌های نوع اول (زده شده) ۰/۸۵ و برای سوراخ‌های نوع دوم ۱/۰ می‌باشد نشان می‌دهیم.

آزمایشات نشان داده است که کارایی مقطع خالص در صورتی که نسبت مقدار  $g$  به قطر پرچ یا پیچ یعنی  $l$  کم شود، بالا خواهد رفت. هرگاه فواصل سوراخ‌ها کم باشد در زمان جاری شدن مقطع خالص بین سوراخها مقاومتی از طرف مقطع ناخالص به موازات آن ایجاد شده و لذا وضعیتی با تنش دو محوری بوجود آمده و سبب بالا رفتن مقاومت کششی قطعه می‌گردد ولی اگر فاصله بین سوراخها زیاد باشد (مقدار  $\frac{g}{d}$  بالا باشد) از آنجائیکه نیروهای



متمرکزی از طریق پیچ یا پرچ با فاصله زیاد به قطعه اعمال خواهد شد لذا چنین وضعیتی سبب چنان کرنش غیریکنواختی خواهد شد، که می‌تواند باعث گسیختگی قطعه قبل از توزیع تنش گردد. بدین علت نسبت بالای  $\frac{g}{d}$  سبب تقلیل کارایی مقطع می‌گردد، یک چنین عاملی با ضریب  $K_3$  که برطبق رابطه (۳-۶) معین می‌شود نشان داده خواهد شد:

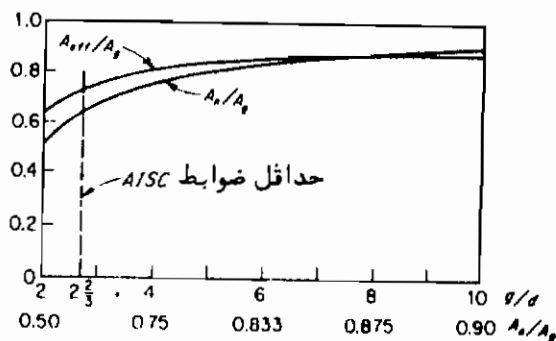
$$K_3 = 1.6 - 0.7 \frac{A_n}{A_g} \quad (۳-۶)$$

سطح خالص:  $A_n$

سطح ناخالص:  $A_g$

استخراج رابطه فوق براساس آزمایشات تجربی بوده است، در شکل (۳-۱۹) مقایسه‌ای بین سطح خالص یک ورق و سطح مؤثر (۱) آن ورق که از حاصل ضرب سطح خالص در ضریب  $K_3$  بدست می‌آید برای قطعه‌ای که دارای مقادیر  $g$  یکنواخت می‌باشد انجام گرفته است. هرگاه اتصالی دارای فواصل یکسان  $g$  برای ردیف‌های مختلف پیچ یا پرچ خود باشد رابطه زیر برقرار خواهد بود:

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{(g-d)t}{gt} = 1 - \frac{d}{g}$$



شکل (۳-۱۹) - تأثیر  $\frac{g}{d}$  در کارایی مقطع خالص

خط چین مربوط به  $\frac{g}{d} = 2 \frac{2}{3}$  روی شکل مربوط به فاصله حداقل پیچ یا پرچ‌ها بر طبق ضوابط AISC می‌باشد. در یک چنین مقداری  $K_3 = 1/16$  خواهد بود و اگر  $\frac{g}{d} = 7$  گردد که عملاً "مربوط به فواصل زیاد پیچ‌ها و یا پرچ‌ها می‌باشد مقدار  $K_3 = 1$  خواهد شد، هرگاه نسبت فوق بازهم افزایش یابد مقدار  $K_3$  از مقدار یک بسمت حداقل خود یعنی 0.9 میل خواهد کرد. براساس نتایج فوق که حاصل آزمایشات متعددی است معلوم می‌شود که مقطع خالص مؤثر قطعات کششی هرگز نمی‌تواند به بیش از ۸۵ الی ۹۰ درصد سطح غیر خالص قطعه افزایش یابد. در آئین‌نامه‌های ساختمانهای فولادی و پلهای فلزی با درک مطلب فوق حداکثر محاسباتی  $A_n$  به  $0.85 A_g$  محدود شده است.

تمایز نمودن اثر فشار تماسی بین پرچ، پیچ و جدار سوراخ آن از اثر ازدیاد یا نقصان  $g$  مشکل است هرگاه صفحه‌ای دارای مقادیر  $g$  مساوی باشد نسبت سطح خالص به سطح در تماس پیچ و پرچ‌ها با فولاد قطعه بصورت زیر بیان خواهد شد:

$$\frac{A_n}{A_b} = \frac{(g-d)t}{dt} = \frac{g}{d} - 1$$

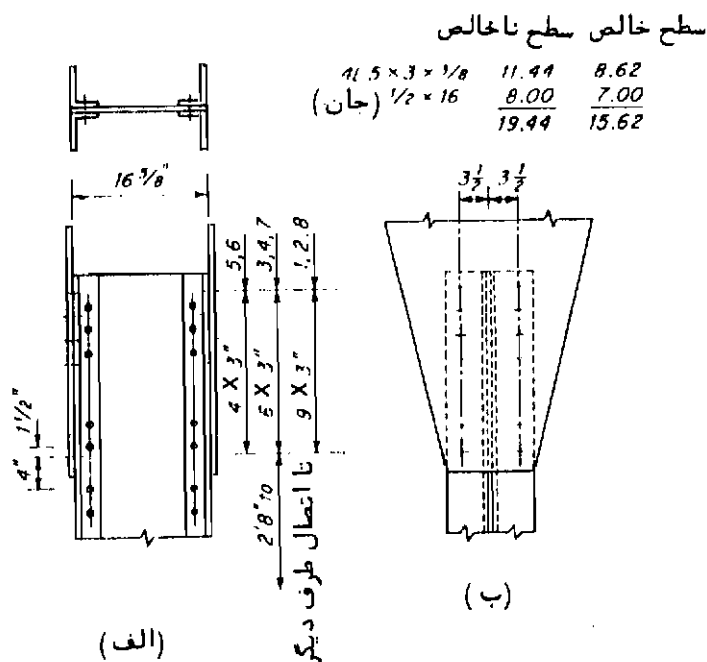
نتایج آزمایشات نشان می‌دهد که مقاومت یک اتصال تا زمانیکه نسبت  $\frac{g}{d}$  کمتر از ۲/۲۵ می‌باشد متمایز از فشار مستقیم فی مابین پیچ، پرچ و جدار سوراخ آنها نمی‌باشد. از آنجائیکه تنش مجاز فشار مستقیم (۱) فولاد بر فولاد در ضوابط براساس مطلب فوق تعیین می‌گردد لذا می‌توان در محاسبه، مربوط به کارایی مقطع خالص از عامل فشار تماسی فوق‌الذکر صرف‌نظر نمود.

کارایی مقطع خالص با وضعیت صفحات برشی پیچ یا پرچ‌ها نسبت به سطح مقطع قطعه تغییر خواهد نمود. یک چنین عاملی توسط چندین آزمایش که بر روی نمونه‌هایی از فولاد A7 انجام شده است بررسی گردیده است.

در این آزمایشات نمونه‌ها از چهارنشی  $5 \times 2 \times \frac{3}{8}$  اینچ که به ورق جان یا بعد  $16 \times \frac{1}{4}$  اینچ پرچ شده (شکل ۲-۲۵) تشکیل گردیده است.

این قطعه در هر یک از دو بر خارجی خود به صفحات اتصال که دارای سوراخهای مته شده می‌باشد متصل می‌گردد. هشت نمونه از این نوع تحت آزمایش قرار گرفت دو نمونه ۱ و ۲ با اتصالات برچی تحت آزمایش واقع شد و بمنظور مقایسه مقاومت برشی پیچ‌های A325 و پرچ دو نمونه

به شکلی که دارای هفت ردیف سوراخ باشند (نمونه‌های ۳ و ۴) تهیه و آزمایش گردید، نمونه ۳ تحت بار نهایی  $385200 \text{ daN}$  ( $866 \text{ Kips}^*$ ) در همان مقطع خالص نمونه‌های ۱ و ۲ گسیخته شد.



شکل (۳ - ۲۵) - مشخصات اتصال مورد آزمایش

گسیختگی در مقطع خالص بالهای نبشی‌های متصل شده به ورق اتصال و در اولین ردیف پیچهای آن از پایین (شکل ۳ - ۲۵ ب) حادث شد و از آنجا به مقطع خالص سایر بالها رسید. نمونه ۴ با حذف مهار پیچ در اولین ردیف بالا (در هر بال نبشی‌ها یک پیچ) تحت آزمایش قرار گرفت. این نمونه تحت بار نهایی  $387000 \text{ daN}$  ( $870 \text{ Kips}$ ) و در همان مقطع خالص نمونه ۳ گسیخته شد.

\* یک Kips برابر با  $444/8222 \text{ daN}$  است.

بمنظور رسانیدن پیچ‌ها به گسیختگی برشی دو نمونه‌ای را که جهت ده پیچ اتصال آماده شده بود بکمک مشعل بر شکاری بنوعی که در هر ردیف فقط سوراخ پنج پیچ بماند کوتاه‌گردید (نمونه‌های ۵ و ۶) ولی نمونه‌ها در همان مقطع خالص نمونه‌های دیگر بدون گسیختگی پیچ‌ها، قطعه به ترتیب در بارهای نهایی  $214000 \text{ daN}$  (۷۰۶ Kips) و  $221200 \text{ daN}$  (۷۲۲ Kips) گسیخته گردید. دیده می‌شود که این دو آزمایش تقلیل مقاومتی در کارایی مقطع خالص در حدود ۱۸ درصد را نشان می‌دهد و بدین ترتیب دیده می‌شود که ارتباط مقاومت مقطع خالص با طرح و جزئیات اتصال تا چه حد ملموس می‌باشد، در حالت فوق این ارتباط به طول اتصال مربوط می‌گردد. با اندازه‌گیری کرنش معلوم گردید که در نمونه‌های ۳ (با هفت ردیف پیچ)، ۴ (با شش ردیف پیچ) و ۶ (با پنج ردیف پیچ) جان قطعه، کششی در باربری مجاز قطعه بر طبق AISC که برابر با  $138800 \text{ daN}$  (۳۱۲ Kips)\* می‌باشد به ترتیب فقط ۵۴، ۵۲، ۳۸ درصد مؤثر بوده است و در باری مساوی با دو برابر مقدار فوق‌الذکر سهم مؤثر جان به ترتیب برابر با ۸۸، ۸۲ و ۷۰ درصد شده است؛ برای تعیین درصد‌های بالا خارج قسمت تنش مربوط به کرنش را بر تنش متوسط در کل مقطع خالص بدست آورده‌ایم.

نمونه‌های ۷ و ۸ را با پیچ‌های مقاومت بالای (۱) برشی تحت آزمایش قرار دادیم؛ نمونه ۸ برای ده ردیف پیچ آماده شده بود ولی فقط پنج ردیف پیچ در هر ردیف قرار داده شد. این قطعه در بار نهایی  $254000 \text{ daN}$  (۷۹۶ Kips) گسیخته شد، افزایش مقاومتی که این نمونه نسبت به نمونه‌های ۵ و ۶ از خود نشان داد بعلت اثر تقویتی طول زیادتر آن می‌باشد که سبب کرنش تقریباً "یکنواخت در مقطعی از جان قطعه که تحت اولین توزیع تنش از ورق‌های اتصال به قطعه قرار دارد، می‌گردد.

در جدول (۳-۳) تنش‌های متوسط گسیختگی این هشت نمونه<sup>۲</sup> آزمایشی ذکر گردیده است، تنش متوسط مقطع خالص  $f_n$  بر اساس سطح خالص از قاعده<sup>۳</sup>  $\frac{S}{4g}$  بدست آمده است که برابر با  $100.8 \text{ cm}^2$  معادل با  $15.62 \text{ in}^2$  می‌باشد  $F_u$  و  $F_y$  مربوط به آزمایش کشش ساده فولادهای نبشی‌ها و ورق‌ها نیز ذکر شده است. تقلیل کارایی مقطع خالص بموازات تقلیل طول اتصال در ستون ماقبل آخر آورده شده است. در ستون آخر دیده می‌شود که تنش در مقطع ناخالص چهار نمونه اول بیشتر از تنش تسلیم (جاری شدن) فولاد شده است ولی در دو نمونه بعدی چنین حالتی وجود نداشته است.

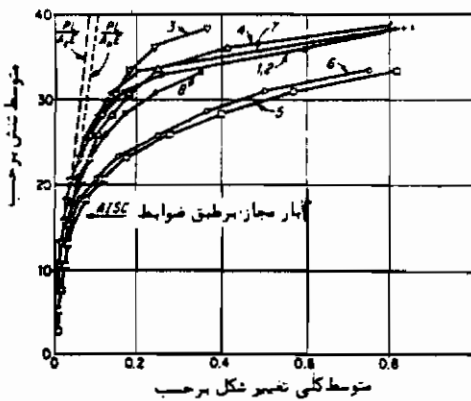
\* غرض  $0.6 F_y A_n = 20 \times 15/6 = 212 \text{ kips}$  می‌باشد.

(1) high - strength bearing bolts

جدول ۳-۳ = نتایج آزمایشات انجام شده بر روی نمونه‌های اتصال نوع خرابایی

نمونه	تعداد پیچ یا هرچ در هر ردیف	$P_u$ Kips	$f_n = \frac{P_u}{A_n}$ ksi	$f_g = \frac{P_u}{A_g}$ ksi	مشخصات فولاد قطعه		$\frac{f_n}{F_u}$	$\frac{f_g}{F_y}$
					$F_u$ ksi	$F_y$ ksi		
۱	۱۰*	۸۷۲	۵۵/۸	۴۴/۸	۶۲/۱	۳۸/۴	۰/۹۰	۱/۱۷
۲	۱۰*	۹۰۲	۵۷/۶	۴۶/۲	۶۲/۵	۳۹/۴	۰/۹۲	۱/۱۷
۳	۷	۸۶۶	۵۵/۴	۴۴/۵	۶۴/۸	۳۹/۴	۰/۸۶	۱/۱۳
۴	۶**	۸۷۰	۵۵/۷	۴۴/۷	۶۶/۴	۴۰/۲	۰/۸۴	۱/۱۱
۵	۵	۷۰۶	۴۵/۲	۳۶/۴	۶۳/۰	۳۸/۷	۰/۷۲	۰/۹۴
۶	۵	۷۲۲	۴۶/۲	۳۷/۱	۶۲/۸	۳۸/۶	۰/۷۴	۰/۹۶
۷	۷	۸۱۵	۵۲/۱	۴۲/۸				
۸	۵***	۷۹۶	۵۲/۰	۴۰/۹				

\* از هرچ به قطر  $\frac{Y}{8}$  اینچ استفاده شده (و در سایرین از پیچ‌های با مقاومت بالای برشی به قطر  $\frac{Y}{8}$  اینچ) سوراخ‌ها به‌توسط مته ایجاد شده است.  
 \*\* آخرین سوراخ (در انتهای قطعه) هر ردیف خالی است.  
 \*\*\* آخرین پیچ (در انتهای قطعه) هر ردیف خالی است.

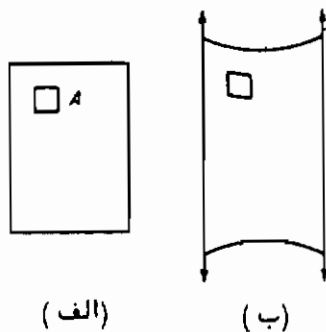


- \* نمونه‌های ۱ و ۲ با ۱۰ ردیف هرچ
- ∇ نمونه ۳ با ۷ ردیف پیچ
- △ نمونه ۴ با ۶ ردیف پیچ
- نمونه ۵ با ۵ ردیف پیچ
- ◻ نمونه ۶ با ۵ ردیف پیچ
- نمونه ۷ با ۷ ردیف پیچ
- نمونه ۸ با ۵ ردیف پیچ

شکل (۳-۲) مکرر - منحنی‌های تغییر شکل برای قطعه شکل (۳-۲۰)

در شکل (۳-۲۵) مکرر تغییرات بار در قطعات جدول (۳-۳) را برحسب تغییر شکل کلی قطعات با نمودار نشان داده‌ایم، تغییر شکل کلی در طول قطعه (بانضمام دو اتصال آن) اندازه‌گیری شده است، مقادیر محاسباتی تغییر شکل که براساس رابطه  $\Delta = \frac{PL}{AE}$  یکبار برای سطح خالص و بار دیگر برای سطح ناخالص انجام گرفته نیز ذکر شده است، جالب است که دیده می‌شود که عملکرد غیرخطی نمونه‌های ۵ و ۶ در بارهایی کمتر از بار مجاز AISC اتفاق افتاده است.

پدیده غیریکواختی کرنش جان قطعه در این نمونه‌های آزمایشی که قبلاً شرح آن داده شد در شکل (۳-۲۱) نمایش داده شده است، در این شکل جان قطعه را در دو حالت بدون بار و تحت اثر بار نشان داده‌ایم. چهار نیرویی که در شکل دیده می‌شود برآیند برش پیچ‌ها در اتصال می‌باشند از آنجائیکه دو انتهای جان آزاد است لذا اعوجاج بصورت نمایش داده شده اتفاق خواهد افتاد و عنصر سطحی نظیر A که در حالت بدون بار مربع شکل می‌باشد تحت اثر بار بصورت نشان داده شده در شکل (۳-۲۱ ب) تغییر شکل خواهد داد که یک تغییر شکل برشی می‌باشد.



شکل (۳-۲۱)

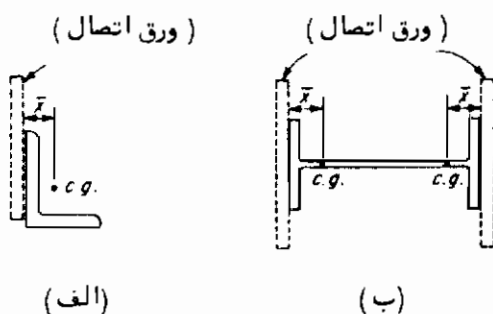
چون وجود چنان تنش برشی سبب تقلیل کارایی کششی قسمتی از قطعه که مستقیماً به ورق اتصال وصل نمی‌باشد میگردد، لذا می‌توان کارایی قطعه را با تقلیل سطوح متصل نشده<sup>۱</sup> قطعه نسبت به سطح کل قطعه بالا برد. فاصله<sup>۱</sup> صفحه<sup>۱</sup> اتصال از مرکز ثقل سطح درگیر<sup>(۱)</sup> در اتصال، اندازه<sup>۱</sup> ساده‌ای جهت توزیع سطح مقطع قطعه می‌باشد. بعنوان مثال سطح درگیر در

(1) tributary area

اتصال یک نبشی (شکل ۳-۲۲ الف) کل سطح نبشی بوده و اندازه  $\bar{x}$  که فاصله صفحه اتصال از مرکز ثقل نبشی می باشد اندازه ایست که بستگی به کارایی سطح مقطع دارد؛ بهمین صورت در قطعه شکل (۳-۲۲ ب) که دارای دو صفحه اتصال می باشد سطح درگیر در اتصال هر یک از صفحات اتصال نیمی از سطح مقطع قطعه خواهد بود و اندازه  $\bar{x}$  که فاصله صفحه اتصال از مرکز ثقل  $\frac{1}{4}$  سطح مقطع می باشد اندازه ایست که کارایی نسبی جان متصل نشده را نشان می دهد. با توجه به حالات مذکور در جدول (۳-۳) که ارتباط تقلیل در کارایی مقطع خالص قطعه را با تقلیل طول اتصال نشان دادیم. اثر این دو عامل را با ضریب کارایی زیر بیان می کنیم:

$$K_4 = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \quad (۳-۲۷)$$

L: طول اتصال (فاصله اولین و آخرین پیچ یا برچ)



شکل (۳-۲۲)

با در نظر گرفتن آنچه گذشت دیده می شود که مقاومت یک قطعه کششی را که توسط اتصالات برچی یا پیچی متصل شده است می توان با در نظر گرفتن اثر عوامل مختلف مؤثر بر مقاومت مقطع خالص قطعه با دقت خوبی از پیش معین نمود. بدین ترتیب برای طرح و محاسبه چنان قطعاتی با هستی بشرح زیر عمل کرد؛ برای حفظ ضریب اطمینان مطلوبی در برابر گسیختگی قطعه، مقدار بار مجاز را با ضرب سطح مقطع مؤثر در تنش مجاز که از طریق تقسیم حداقل مقاومت کششی قطعه  $F_u$  بر ضریب اطمینان مورد نظر بدست آمده است محاسبه می کنیم. سطح مؤثر  $A_e$  را از رابطه زیر بدست خواهیم آورد:

$$A_e = K_1 K_2 K_3 K_4 A_n \quad (۸-۳)$$

$A_n$  : سطح خالص قطعه که با استفاده از قاعده:  $\frac{S^2}{4g}$  تعیین شده است  
 $K_1, K_2, K_3, K_4$  : ضرایب کارایی قطعه می‌باشند.

علاوه بر این جهت جلوگیری از غیرقابل مصرف شدن قطعه در اثر ازدیاد طول زیاد از حد همانگونه که قبلاً نیز گفته شد می‌بایستی که بار مجاز را از طریق دیگری با ضرب سطح ناخالص در تنش مجازیکه از تقسیم مقدار حد اقل تنش تسلیم (جاری شدن)  $F_y$  بر ضریب اطمینان بدست می‌آید محاسبه نمائیم. برای محاسبه ازدیاد طول قطعه بایستی از سطح ناخالص آن استفاده کنیم زیرا که قسمت اعظم ازدیاد طول در زمان رسیدن تنش بحد جاری شدن در اثر خود قطعه بوجود خواهد آمد نه در قسمت اتصال آن. البته همانگونه که قبلاً اشاره شد مقدار ضریب اطمینان در برابر گسیختگی بایستی بیشتر انتخاب شود.

نتایج آزمایشات درج شده در جدول (۳-۳) سوآلی را در مورد طرح و محاسبه قطعات کششی ایجاد می‌نماید. بدین صورت که قطعات مربوط به نمونه‌های ۵ و ۶ قبل از رسیدن به تنش تسلیم گسیخته می‌گردند. در حالت کلی جاری شدن قطعه قبل از گسیختگی خاصیت مطلوب قطعات باربر می‌باشد زیرا که نه تنها چنین حالتی سبب می‌شود که خرابی خیر داده شود بلکه قابلیت جذب انرژی قطعه نیز بالا می‌رود. بدین جهت عده‌ای از مهندسان عقیده دارند که قطعه کششی را می‌باید طوری طرح نمود که در باری کمتر از بار نهایی مقطع خالص، مقطع ناخالص قطعه به جاری شدن برسد که البته اعمال چنین عقیده‌ای در مورد فولادهایی که تفاوت چندانی بین تنش نهایی و تنش تسلیم (جاری شدن) آنها وجود ندارد عملاً غیرممکن است.

$$۳-۶ = \text{سطح خالص مؤثر}$$

با توجه به آنچه در بند (۳-۵) ذکر گردید جهت محاسبه قطعات کششی ابتدا می‌بایستی به محاسبه سطح خالص مؤثر قطعه پرداخت. برطبق ضوابط AISC مقدار سطح خالص مؤثر قطعات کششی را میتوان با استفاده از جدول (۳-۴) تعیین نمود:

مقدار سطح خالص مؤثر را می‌توان با استفاده از رابطه (۳-۹) که در آن  $\bar{X}$  و  $L$  همان تعاریف مذکور در رابطه (۳-۷) را دارند نیز معین نمود (به شکل ۳-۲۳ نیز مراجعه شود):

$$A_e = A_n \left(1 - \frac{\bar{X}}{L}\right) \quad (۹-۳)$$

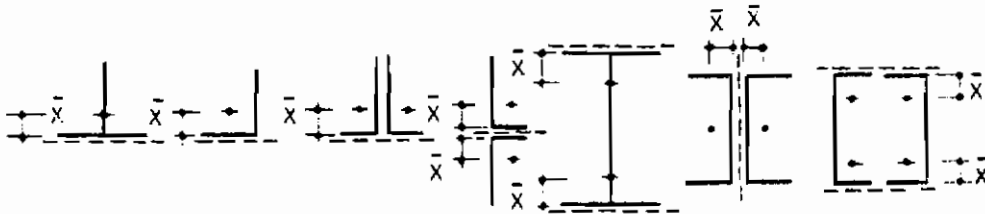


جدول ۳ - ۴ = سطح خالص موثر قطعات کششی

سطح خالص موثر $A_e$	شرط اضافی	حداقل تعداد پیچ در هر خط اتصال	
$A_e$	ندارد	۱	الف - هرگاه اتصال قطعه کششی بنوعی باشد که همه سطوح مقطع به صفحات اتصال متصل شده و در باربری قطعه شرکت نمایند
$A_n \quad 0.85 A_g$	ندارد	۱	ب - قطعات کوتاه کششی نظیر وصله های اتصال، ورق های اتصال و عناصر اتصال تیر به ستون
$0.90 A_n$	عرض بال $\frac{2}{3}$ ارتفاع بال و اتصال از طریق بال یا بالها باشد	۲	ج - پروفیل های I شکل و T شکل
$0.85 A_n$	ندارد	۳	د - پروفیل های I و T شکل که فاقد شرایط بند ج باشند و سایر پروفیل ها و پروفیل های ساخته شده که دارای سطح مقطعی خارج از سطوح اتصال باشند.
$0.75 A_n$	ندارد	۲	ه - کلیه پروفیل های مذکور در بندهای ج و د

با فرض فوق دیده می شود که عملاً در رابطه (۴ - ۸) مقادیر ضرایب کارایی  $K_1$ ،  $K_2$  و  $K_3$  برابر با یک فرض شده اند.

برای تک نبشی که توسط یک بال خود به صفحه اتصال متصل شده باشد و یا جفت نبشی که توسط دو بال خود بهم وصل شده و توسط بالهای دیگر خود به صفحه اتصال متصل شده باشند برطبق ضوابط پلهای فلزی چه برای بزرگ راهها (AASHTO) و چه برای راه آهن (AREA) سطح خالص موثر قطعه برابر با سطح بال یا بالهای متصل به صفحه اتصال با اضافه  $\frac{1}{4}$  بال یا بالهای آزاد قطعه بحساب خواهد آمد.



شکل (۳-۲۳) - تعیین مقدار  $\bar{x}$  برای پروفیل‌های مختلف

مثال ۳-۴ -

مطلوبست تعیین سطح خالص موثر نمونه‌های آزمایشی مذکور در بند (۳-۵) حل: بر طبق بند (د) از جدول (۳-۳) مقدار  $A_e$  برای کلیه نمونه‌ها خواهد شد:

$$A_e = 0.85 A_n = 0.85 \times 15/62 = 13/28 \text{ in}^2$$

طبق رابطه (۴-۹) مقدار  $A_e$  برای هر یک از نمونه‌ها بصورت زیر محاسبه خواهد شد:

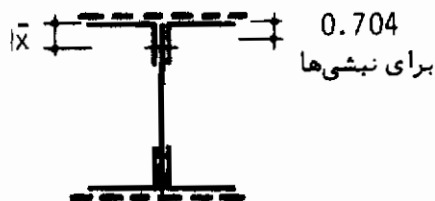
$$\bar{x} = \frac{2 \times 0.704 \times 2/86 + \frac{1}{2} \times 8 \times 4}{2 \times 2/86 + \frac{1}{2} \times 8} = 2/06 \text{ in}$$

برای نمونه‌های ۱ و ۲:  $A_e = 15/62 (1 - \frac{2/06}{27}) = 14/43 \text{ in}^2$

برای نمونه‌های ۳ و ۷:  $A_e = 15/62 (1 - \frac{2/06}{18}) = 13/83 \text{ in}^2$

برای نمونه ۴:  $A_e = 15/62 (1 - \frac{2/06}{15}) = 13/47 \text{ in}^2$

برای نمونه‌های ۵، ۶، ۸ و ۹:  $A_e = 15/62 (1 - \frac{2/06}{12}) = 12/94 \text{ in}^2$



شکل (۳-۲۴)

دیده می‌شود که سطح خالص موثر هر یک از نمونه‌های مختلف از طریق رابطه (۴-۹) هم‌آهنگی بیشتری با مقاومت تجربی نمونه‌ها دارد تا تک رابطه محاسباتی توصیه شده

توسط AISC

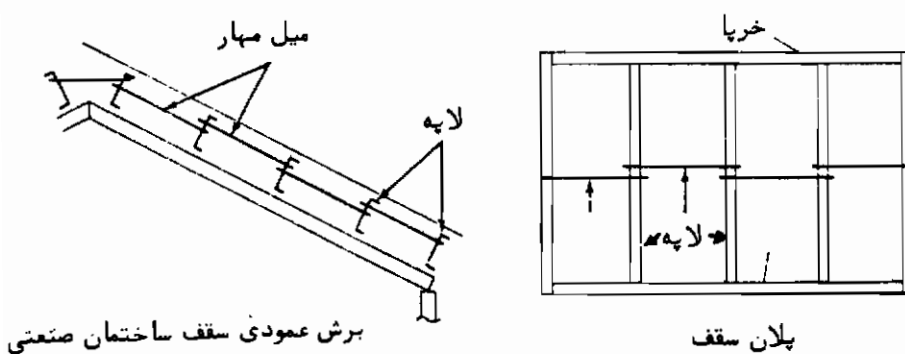
۳ - ۷ = میلگردهای کششی

یکی از متداولترین و سادهترین قطعات کششی میلگردهای فولادپرست، از آنجائیکه این چنین قطعاتی بارهای محوری اندکی را تحمل می‌کنند لذا سطح مقطع قابل ملاحظه‌ای برای آنها محاسبه نمی‌گردد. از این نوع مقاطع عموماً در یکی از موارد زیر استفاده می‌شود:

- ۱ - در مهاربندی<sup>(۱)</sup> لایه‌های ساختمانهای صنعتی (شکل ۳-۲۵)
  - ۲ - در ایجاد تکیه‌گاه‌های میانی برای تیرهای جانبی ساختمانهای صنعتی (شکل ۳-۲۶)
  - ۳ - آویزهای مهارکننده سقف‌های معلق (یا کاذب)
  - ۴ - مهارکننده نیروهای افقی بوجود آمده در قابها و طاقها
  - ۵ - بادبندهای جانبی، افقی و عمودی ساختمانهای صنعتی و برجها
- هرگاه میلگردهای کششی جهت بادبندها جانبی، افقی و یا عمودی ساختمانها و برجها استفاده شود عموماً به این قطعات کشش اولیه‌ای قائل می‌گردند تا از خمش زیاده از حد این نوع قطعات که دارای سختی خمشی ناچیزی هستند جلوگیری نمایند با یک چنین سیاستی از حرکات نوسانی بنا که بدنیا ل خود احتمالاً خرابی ناشی از خستگی را بدنیا ل دارد جلوگیری می‌نمایند. جهت ایجاد کشش اولیه در موارد موردنیاز می‌توان طول قطعات را باراً هر ده متر طول ۲/۵ میلی‌متر کوتاه‌تر گرفت و با اعمال کشش اولیه آنها را جا انداخت در یک چنین حالتی تنش برابر با:

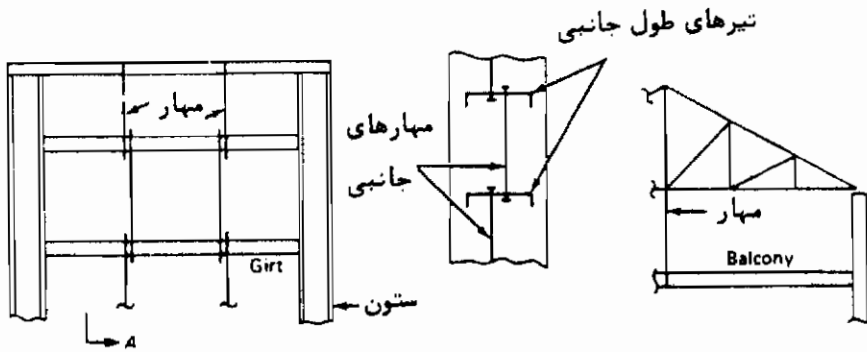
$$\sigma = \epsilon E = \frac{2/5}{100000} \times (2/07 \times 10^6) = 517 \text{ bar}$$

در قطعه ایجاد خواهد شد که در تعیین مقطع قطعه می‌بایستی موردنظر قرار گیرد.



شکل (۳-۲۵) - لایه در ساختمان صنعتی

(1) sag rods



شکل (۳-۲۶) - مهارهای تیرهای طولی جانبی در ساختمانهای صنعتی

مثال ۳-۵ =

مطلوبست طرح میل گرد رزوه شده ای از فولاد نرمه که قادر باشد ۴۰۰۰ دکانیوتن نیروی کششی را تحمل کند .  
حل :

با استفاده از بند ۳ از جدول (۳-۱) تنش مجاز کششی میل گرد خواهد شد :

$$F_t = 0.33 F_u = 0.33 \times 3700 = 1220 \text{ bar}$$

و قطر میل گرد خواهد شد :

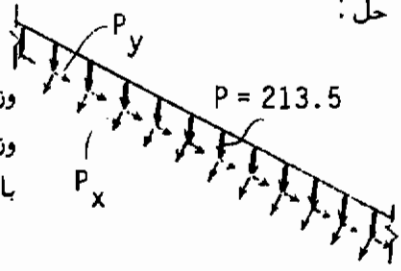
$$A_D > \frac{4000}{1220} = 3.28 \text{ cm}^2 \quad D = 22 \text{ mm} \quad A_D = 3.8 \text{ cm}^2$$

مثال ۳-۶ =

هرگاه با در نظر گرفتن شکل (۳-۲۵) طول یک سمت شیب دار سقف برابر با ۷/۵ متر باشد در صورتی که شیب سقف برابر با ۲۵° باشد مطلوبست طرح میل مهار لایه ها ، وزن پوشش سقف برابر با ۱۵ daN/m<sup>2</sup> و وزن لایه ها برابر با ۱۷/۵ daN/m<sup>2</sup> بگیرد . منطقه ای که این ساختمان صنعتی در آن منطقه واقع شده دارای برقی معادل

با  $200 \text{ daN/m}^2$  می باشد. فاصله دو خرپا را  $4/5 \text{ m}$  بگیرید.

حل:



وزن پوش  $15/0 \text{ daN/m}^2$   
 وزن لایه  $17/5 \text{ daN/m}^2$   
 بار برف  $200 \cos(25^\circ) = 181 \text{ daN/m}^2$   
 $p = 213/5 \text{ daN/m}^2$

شکل (۳-۲۷)

بار  $p$  مطابق شکل قابل تجزیه به دو بار  $p_x$  و  $p_y$  می باشد که بار  $p_y$  در راستای میل مهار لایه بوده و توسط میل مهار لایه که بمنزله تکیه گاه میانی برای لایه می باشد تحمل خواهد شد، لذا خواهیم داشت:

$$p_y = p \sin 25^\circ = 213/5 \sin(25^\circ) = 90/2 \text{ daN/m}^2$$

$$( \text{بار حداکثر در میل مهار لایه} ) = T = \left( \frac{4/5}{4} \times 7/5 \right) \times 90/2 = 1522 \text{ daN}$$

$$F_t = 0/22 \quad F_u = 0/22 \times 3700 = 1220 \text{ bar}$$

$$A_D \geq \frac{T}{F_t} = \frac{1522}{1220} = 1/25 \text{ cm}^2 \quad D = 12 \text{ mm} \quad A_D = 1/54 \text{ cm}^2$$

### ۳-۸ = صلبیت خمشی قطعات کششی

گرچه در طرح و محاسبه قطعات کششی مسأله پایداری دخالتی ندارد ولی لازم است که طول قطعات کششی را بمنظور جلوگیری از تغییر شکل خمشی زیاده از حد آنان بطریقی محدود نمود. زیرا که در غیراینصورت این گونه قطعات تحت اثر وزن خود تغییر شکل خمشی قابل توجهی داده و همین عامل سبب لرزه و نوسان در سازه ای که تحت اثر بارهای جانبی حاصل از باد و یا دستگاه های نوسان داز قرار دارد، می گردد.

بمنظور جلوگیری از عوارض سوء ناشی از تغییر شکل خمشی زیاده از حد قطعات کششی آئین نامه های مختلف سازه های فولادی از نظر ضرایب لاغری<sup>(۱)</sup> محدودیت های متفاوتی جهت

(1) slenderness ratio

این نوع قطعات قابل شده‌اند. خلاصه‌ای از آن ضوابط ذیل را نقل می‌گردد:  
جدول ۳ - ۵ = محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای حداکثر ضرایب لاغری قطعات کششی

ضوابط پل‌های فولادی راه آهن AREA	ضوابط پل‌های فولادی بزرگراهها AASHTO	ضوابط ساختمانی فولادی AISC	نوع قطعه کششی
۲۰۰	۳۰۰	۲۴۰	قطعات اصلی
۲۰۰	۲۴۰	۳۰۰	قطعات درجه دوم بدون تغییر (شدت) تنش در قطعه
-	۱۴۰	-	قطعات درجه دوم با امکان تغییر (شدت) تنش در قطعه

جهت اعمال ضابطه ضریب لاغری قطعه کششی می‌بایستی بر اساس محورهای اصلی نیمرخ قطعه کششی ضریب لاغری حداکثر قطعه را که حاصل از انتخاب شعاع ژیراسیون (۱) حداقل نیمرخ قطعه خواهد بود بر اساس رابطه (۳ - ۱۰)

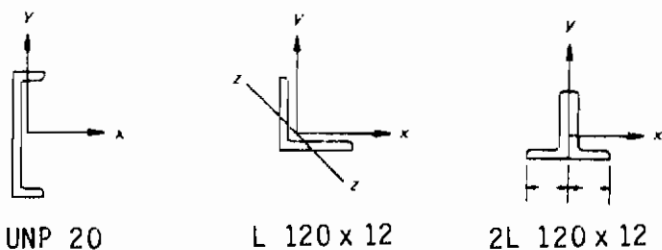
$$(۳ - ۱۰) \quad \text{شعاع ژیراسیون حداقل} = \frac{\text{طول قطعه}}{r} = \text{ضریب لاغری قطعه}$$

تعیین کرده و مقدار حداکثر ضریب لاغری را با آنچه در جدول (۳ - ۵) درج شده است مطابقت نمود.

مثال ۳ - ۷ =

برای هر یک از نیمرخهای داده شده در شکل (۳ - ۲۸) طول حداکثر قطعه را بر طبق ضوابط AISC تعیین کنید.

(1) radii of gyration



شکل (۳ - ۲۸)

حل:

اگر از قطعات فوق بعنوان قطعه اصلی کشش نظیر قطعات خریا استفاده شود خواهیم داشت:

$$\frac{L}{r_{\min}} = L/r_{yy} = \frac{L}{2/14} \leq 240 \quad L \leq 512 \text{ cm} \quad \text{در مورد ناودانی:}$$

$$L/r_{yy} = \frac{L}{2/35} \leq 240 \quad L \leq 564 \text{ cm.} \quad \text{در مورد تک نبشی:}$$

$$L/r_{yy} = \frac{L}{3/65} \leq 240 \quad L \leq 876 \text{ cm.} \quad \text{در مورد جفت نبشی:}$$

اگر از قطعات فوق بعنوان قطعه درجه دوم نظیر بادبندها استفاده شود خواهیم داشت:

$$L / 2/14 \leq 300 \quad L \leq 642 \text{ cm} \quad \text{در مورد ناودانی}$$

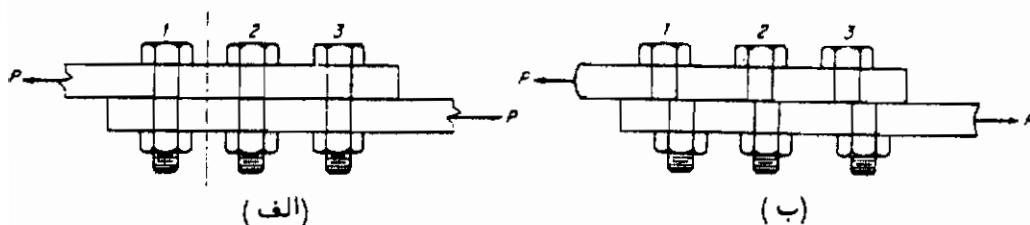
$$L / 2/35 \leq 300 \quad L \leq 705 \text{ cm} \quad \text{در مورد تک نبشی}$$

$$L / 3/65 \leq 300 \quad L \leq 1095 \text{ cm} \quad \text{در مورد زوج نبشی}$$

### ۳-۹ = انتقال نیرو در اتصال قطعات

در قطعات کششی هرگاه صحبت از سوراخ در قطعه می شود معمولاً "غرض سوراخی است که جهت پرچ یا پیچ تعبیه شده است که این گونه کاربردی از پرچ یا پیچ در محل اتصال قطعه کششی

انجام می‌گیرد. در طرح اتصالات پیچی یا پرچی قطعات کششی عموماً "فرض می‌شود که سهم هر یک از پیچ‌ها یا پرچ‌ها از بار مورد انتقال در اتصال بصورت یکسان خواهد بود (بشرطی که خروج از مرکزیتی در اتصال وجود نداشته باشد) یک چنین فرضی زمانی صحت خواهد داشت که ورق‌های تحت نیروی کشش، هیچ کرنشی را تحمل نکنند، ولی اگر کرنش ورق‌های کششی همانگونه که در عمل واقعیت دارد در سهم باربری پیچ‌ها یا پرچ‌ها دخالت کند فرض فوق‌الذکر صحت خود را از دست خواهد داد. جهت روشن شدن مطلب شکل (۳ - ۲۹) را مورد توجه قرار دهید؛ اگر قرار باشد هر یک از پیچ‌ها برشی برابر با  $\frac{P}{3}$  تحمل کنند از آنجائیکه همواره کرنش



شکل (۳ - ۲۹)

متناسب با تنش می‌باشد لذا لازم خواهد بود که کرنش هر سه پیچ با یکدیگر برابر باشد یک چنین مطلبی ایجاب می‌کند که تغییر شکل ورق فی مابین دو پیچ در مورد دو ورق با ۱ و پائین همواره یکسان باشد ولی دیده می‌شود که اگر قرار باشد پیچ (۱) به اندازه  $\frac{P}{3}$  بار برشی تحمل کند ورق فوقانی بین دو پیچ (۱) و (۲) به اندازه  $\frac{2P}{3}$  نیروی کششی تحمل خواهد کرد در حالیکه ورق تحتانی در همان مقطع به اندازه  $\frac{P}{3}$  نیروی کششی تحمل می‌کند و بدین ترتیب کرنش ورق فوقانی دو برابر ورق تحتانی بوده و لذا کرنش برشی دو پیچ (۱) و (۲) نمی‌تواند یکسان باشد. تحلیل اتصال نشان می‌دهد که بار برشی پیچ‌های (۱) و (۲) با یکدیگر برابر و بیشتر از بار برشی پیچ (۳) می‌باشد و عملاً "برش آنها شبیه به شکل (۳ - ۲۹ ب) خواهد بود.

هرگاه مقدار بار P را افزایش دهیم دیده خواهد شد که پیچ‌های کناری قبل از پیچ‌های میانی بریده شده و گسیختگی پیچ‌ها در یک اتصال طویل از دو سر اتصال و با پیچ‌های کناری یکی بعد از دیگری بوقوع خواهد پیوست و از آنجائیکه یک چنین نحوه گسیختگی عمدتاً در اثر دخالت تغییر شکل ورق قطعه می‌باشد لذا اگر انتخاب پیچ‌ها نسبت به قطعه ضعیف باشد



بعبارت دیگر کرنش ورق قطعه ناچیز باشد گسختگی اتصال با تمایل به برش توأم پیچ‌ها بوقوع خواهد پیوست.

عامل دخالت تغییر شکل قطعه در باربری پیچ‌ها سبب شده است که کارایی پیچ‌ها در اتصالات طویل به شدت نقصان پیدا کند و از آنجائیکه در قطعات کششی مرکب از نیمرخها بر طبق رابطه (۳-۷) طول اتصال عامل مثبتی در بالا رفتن سطح خالص موثر قطعه می‌باشد لذا در انتخاب طول اتصال می‌بایستی دقت قابل توجیهی بکار برد.

هرگاه ضخامت اتصال کاربرد پیچ‌های طولی را ایجاب نماید بعلت اینکه خمش حاصل از طول پیچ بر برش حاصل از نیروی برشی وارده اضافه می‌گردد لذا به تجربه ثابت شده است که کارایی پیچ نقصانی می‌یابد. در جهت تصحیح نقصان کارایی این‌گونه پیچ‌ها لازمست که:

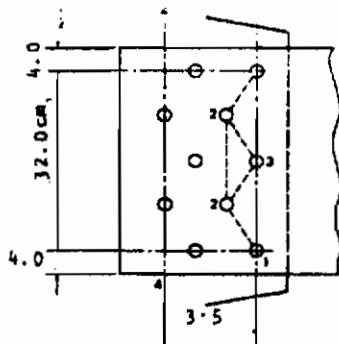
۱- بر طبق ضوابط پل‌های فولادی بزرگ‌راهها و راه‌آهن، هرگاه ضخامت اتصال از ۱۱۵ میلیمتر تجاوز کند بازا<sup>۴</sup> هر ۱/۵ میلیمتر اضافه ضخامت لازمست که یک درصد به تعداد پیچ‌های تعیین شده<sup>۵</sup> محاسباتی اضافه گردد.

بر طبق ضوابط ساختمانهای فولادی یک چنان افزایشی زمانی الزامی خواهد بود که ضخامت اتصال بیش از ۵ برابر قطر پیچ یا پرچ باشد.

مثال ۳-۸ =

هرگاه ورق اتصالی بعرض ۴۰ cm و ضخامت ۱/۵ cm مطابق شکل (۳-۳۰) توسط ده پیچ بقطر ۲۲mm قطعات اصلی متصل شده باشد مطلوبست بررسی این ورق اتصال در تعبیه سوراخ پیچ‌ها از روش سوراخ زنی استفاده شده است

حل:



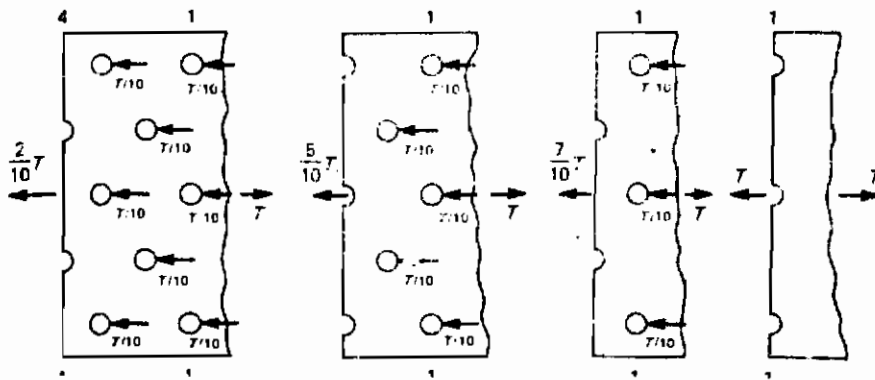
شکل (۳-۳۰)

مقطعی که صد درصد بار T را تحمل می‌کند. مقطع ۱-۱ خواهد بود. هر مقطع دیگری کل بار T را تحمل نخواهد کرد زیرا که قسمتی از بار T توسط پیچ‌های واقع در سمت چپ مقطع تحمل خواهند شد. بهمین دلیل در مقطع ۴-۴ تنها ۵/۲ بار T منتقل خواهد شد. جهت نمایش بهتر مطلب در شکل (۳-۳۱) برش‌های مختلف ورق A و مقدار نیروی منتقله

در برش مربوطه توسط همان مقطع از ورق A را  
شان دادیم .

چون توسط سوراخ زنی به تعبیه سوراخ  
پرداخته ایم لذا قطر محاسباتی سوراخ برابر  
خواهد شد با :

$$\begin{aligned} & 3 \text{ mm} + (\text{قطر بیج}) = (\text{قطر محاسباتی سوراخ}) \\ & = 22 + 3 = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$



شکل (۳-۳۱)

هرگاه سطح خالص در برش (۱-۲-۱) محاسبه کنیم خواهیم داشت :

$$\text{سطح خالص در (۱-۲-۱)} = (40 - 3 \times 2/5) \times 1/5 = 32/5 \times 1/5 = 48/25 \text{ cm}^2$$

این مقطع تحت تأثیر کل T خواهد بود و هرگاه سطح خالص در برش ۱-۲-۲-۲-۱ مورد نظر  
باشد خواهیم داشت :

$$\text{سطح خالص در (۱-۲-۳-۲-۱)} = (40 - 5 \times 2/5 + 4 \times \frac{5^2}{4 \times 8}) \times 1/5 = 45/94 \text{ cm}^2$$

این مقطع نیز تحت تأثیر کل T خواهد بود و هرگاه سطح خالص در برش ۱-۲-۲-۱ مورد نظر  
باشد خواهیم داشت :

$$(1-2-2-1) \text{ سطح خالص در } = 40 - 4 \times 2/5 + 2 \times \frac{5^2}{4 \times 8} \times 1/5 = 47/34 \text{ cm}^2$$

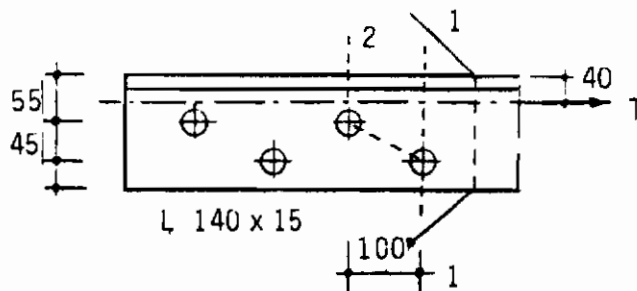
این مقطع تحت تأثیر  $T$  ۰/۹ خواهد بود، از سه مقطع خالص فوق دیده می‌شود که برش (۱-۲-۳-۲-۱) تعیین کننده خواهد بود.

مثال ۳-۹ =

طرفیت باربری تک نبشی  $15 \times 140$  L را که توسط پیچ‌هایی بقطر  $20 \text{ mm}$  و با فواصل مذکور در شکل (۳۲-۳) به ورق اتصالی متصل شده است معین کنید.  
حل:

قطر محاسباتی سوراخهای نبشی محاسبه می‌شود:

(قطر محاسباتی سوراخ)  $= 20 + 3 = 23 \text{ mm}$   
سطح خالص حداقل با در نظر گرفتن دو مسیر برش ۱-۱ و ۲-۱ معین خواهد شد، در مسیر برش ۱-۱ خواهیم داشت:



شکل (۳۲-۳)

$$(A_n)_{1-1} = A_g - (\text{سطح یک سوراخ})$$

$$(A_n)_{1-1} = 40 - 2/3 \times 1/5 = 36/55 \text{ cm}^2$$

با مسیر برش ۲-۱ مقدار سطح خالص خواهد شد.

$$(A_n)_{2-1} = A_g + \frac{S^2}{4g} t - 2(\text{سطح یک سوراخ}) =$$

$$= 40 + \frac{10^2}{4 \times 4/5} + 1/5 - 2 \times 2/3 \times 1/5 = 41/43 \text{ cm}^2$$

سطح خالص تعیین کننده  $(A_n)_{1-1}$  خواهد بود که بر طبق جدول (۳-۳) سطح خالص موثر برابر با مقدار زیر می‌گردد:

$$A_e = 0.85 A_n = 0.85 \times 36/55 = 31/07 \text{ cm}^2$$

و بر طبق رابطه (۳-۹) مقدار سطح خالص موثر خواهد شد:

$$A_e = A_n \left(1 - \frac{\bar{x}}{L}\right) = 36/55 \left(1 - \frac{4}{3 \times 10}\right) = 31/68 \text{ cm}^2$$

ظرفیت باربری قطعه خواهد شد:

$$T = 0.50 F_u A_e = 0.5 \times 3700 \times 31/07 = 57500 \text{ daN}$$

$$T = 0.60 F_y A_g = 0.6 \times 2333 \times 40 = 56000 \text{ daN}$$

که عملاً مقدار مجاز ظرفیت باربری قطعه ۵۶۰۰۰ daN خواهد بود.

### مثال ۳-۱۰

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری تسمه شکل (۳-۳۰) - مثال (۳-۸)

حالا:

مقدار سطح خالص قطعه در مثال (۳-۸) برابر با  $A_n = 45/94 \text{ cm}^2$  معین گردید.

بر طبق بند (ب) از جدول (۳-۳) مقدار سطح خالص موثر تسمه فوق برابر است با:

$$A_e = A_n \leq 0.85 A_g$$

$$0.85 A_g = 0.85 \times 40 \times 1/5 = 51 > A_n$$

$$A_e = A_n = 45/94 \text{ cm}^2$$

ظرفیت باربری تسمه فوق خواهد شد:

$$T = 0.50 F_u A_e = 0.5 \times 3700 \times 45/94 = 85000 \text{ daN}$$

$$T = 0.60 F_y A_g = 0.6 \times 2333 (40 \times 1/5) = 84000 \text{ daN}$$

که تعیین کننده است

مثال ۳-۱۱

جهت قطعه کششی ساختمانی از نبشی دوپل و یا تک استفاده خواهد شد ، هرگاه بارکششی این قطعه برابر با ۱۲۵۰۰ daN و طول آن برابر با ۳۱۵ m باشد و از یک ردیف سوراخ به قطر ۲۰ mm جهت نصب این قطعه استفاده شده باشد مطلوبست طرح این قطعه اصلی

حل :

$$A_e \geq \frac{T}{0.5 F_u} = \frac{12500}{0.5 \times 3700} = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$A_g \geq \frac{T}{0.6 F_y} = \frac{12500}{0.6 \times 2333} = 8.93 \text{ cm}^2$$

از نظر سختی خمشی (کنترل  $\frac{L}{r}$ ) داریم :

$$\frac{L}{r} \leq 240 \leq \frac{2/5 \times 100}{r} \quad r \leq 1.46 \text{ cm}$$

از بین نبشی‌های استاندارد به نظر میرسد که برای قطعه‌ای حاصل از تک‌نبشی داشته باشیم

$$L \ 80 \times 8 \quad (A_g = 12.3 \text{ cm}^2 \quad \text{و} \quad r_{\min} = 1.56 \text{ cm})$$

سطح خالص موثر نبشی فوق با یک ردیف سوراخ خواهد شد :

$$A_e = 0.85 A_n = 0.85 (12.3 - (2/0 + 0.15) \times 0.8) = 8.993 \quad 6.76 \text{ OK}$$

هرگاه دوپل نبشی مورد نظر باشد به نظر می‌رسد که داشته باشیم :

$$L \ 50 \times 5 \quad (A_g = 2 \times 4.8 \quad r_{\min} = 1.51)$$

سطح خالص موثر جفت نبشی فوق با یک ردیف سوراخ در هر یک از نبشی‌ها خواهد شد :

$$A_e = 0.85 A_n = 0.85 (2 \times 4.8 - 2(2 + 0.15) \times 0.5) = 7.25 \quad 6.76 \text{ OK}$$

۳-۱۰ = قطعات کششی با اتصال جوشی

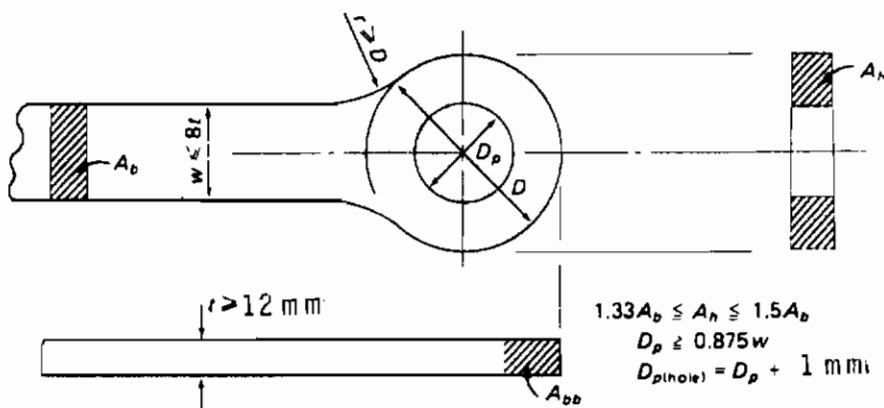
آزمایشات متعددی که با استفاده از قطعات کششی مختلفی انجام گرفته است نشان داده است که با اتصالات جوشی قطعات کششی ظرفیت کامل خود را در انتقال نیرو حفظ می‌نمایند . عبارت

دیگر در این نوع قطعات می‌توان عملاً "سطح خالص موثر" را برابر با سطح خالص قطعه گرفت  $(A_e \rightarrow A_n)$  ولی هرگاه بجای اتصالات حوشی از پیچ یا پرچ استفاده شود. باز هم باستناد نتایج آزمایشات متعددی که انجام گرفته است کارایی قطعه نمی‌تواند بیش از  $0.9 A_g$  باشد و دقیقاً "بر اساس یک چنین نتایج آزمایشگاهی است که ضوابط طرح و محاسبه ساختمانهای فولادی سطح مقطع حداکثر خالص قطعه کششی را به  $0.85 A_g$  محدود می‌کند.

در قطعات کششی با اتصالات حوشی هرگاه در این قطعات سوراخی وجود نداشته باشد مقدار  $A_n$  برابر با  $A_g$  بوده و لذا مقدار  $A_e$  نیز برابر با  $A_g$  خواهد بود. پیشنهاد می‌شود که از رابطه (۳-۹) بمنظور تعیین سطح خالص موثر قطعات حوشی نیز استفاده شود بدیهی است که در یک چنین حالتی،  $A_n$  می‌تواند برابر با  $A_g$  بوده و  $\bar{X}$  همان تعاریف قبلی را خواهد داشت. بجای  $L$  می‌توان طول نوار حوش اتصال (طولانی‌ترین نوار) را فرار داد.

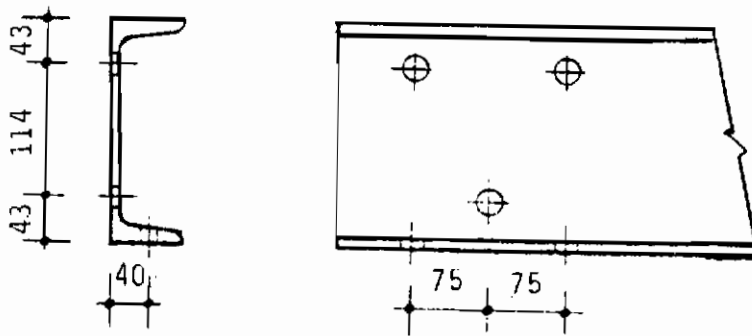
### مسائل

۳-۱ = هرگاه تسمه‌ای سرپهن با مشخصات زیر معلوم باشد، مطلوبست طرح ابعاد این تسمه بوعی که قادر باشد نیروئی کششی برابر با  $180 \text{ KN}$  را تحمل کند



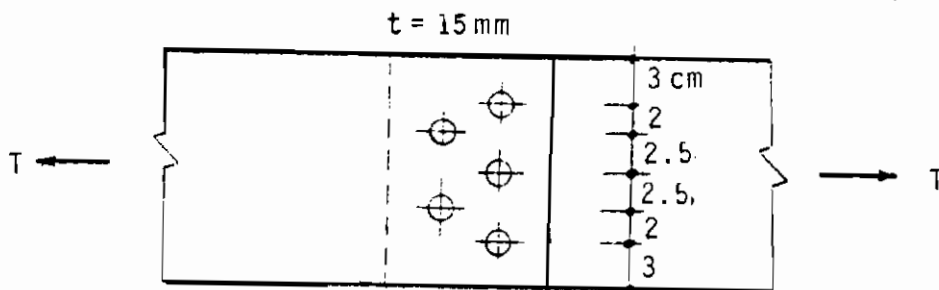
شکل (۳-۲۳)

۳-۲ = مطلوبست محاسبه بار حداکثر کششی که می‌توان بر ناودانی زیر وارد نمود.  
 قطر سوراخها ۲۰mm است.



شکل (۳-۲۴)

۳-۳ = ظرفیت باربری محاز کششی تسمه شکل (۳-۳۵) چیست. ضخامت ورق  $t = 1/8$  cm و قطر سوراخها ۲۰mm است.



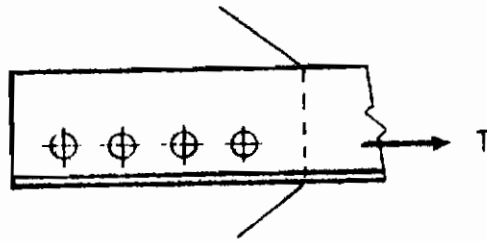
شکل (۳-۳۵)

۳-۴ = سبکترین نمره نبشی منفردی را بیابید که قادر باشد باری کششی برابر با ۲۲۰ kN را منتقل نماید. طول این قطعه کششی ۱/۸ m و برای اتصال آن مطابق شکل (۳-۳۶) از پیچ‌هایی به قطر  $\frac{Y}{8}$  استفاده شده است.



شکل (۳-۳۶)

۳-۵ = سبکترین نمره نبشی زوجی را معین کنید که قادر باشد باری کششی برابر با ۴۰۰ kN را منتقل نماید. طول قطعه کششی ۳/۲ m و جهت اتصال آن مطابق شکل (۳-۳۷) از پیچ‌هایی به قطر ۲۲ mm استفاده شده است. ضخامت ورق اتصال برابر با ۱۲ mm است



شکل (۳-۳۷)

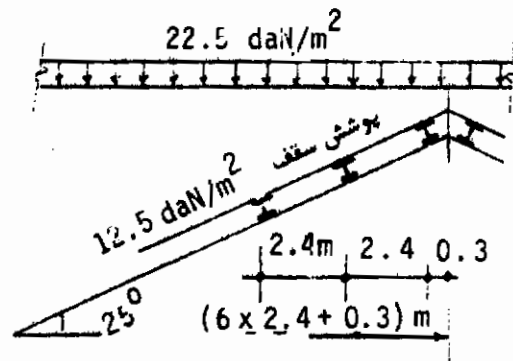
۳-۶ = میل مهار لازم را برای لایه‌های شیروانی شکل (۳-۳۸) را محاسبه کنید. دهانه لایه‌ها ۸/۵ m و فواصل افقی آنها از یکدیگر ۲/۴ m است. و از دو ردیف میل مهار استفاده شده است.

$$\begin{aligned} \text{بار مرده پوشش سقف} &= ۱۲/۵ \text{ daN/m}^2 \\ \text{بار زنده (بصورت افقی)} &= ۲۲/۵ \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

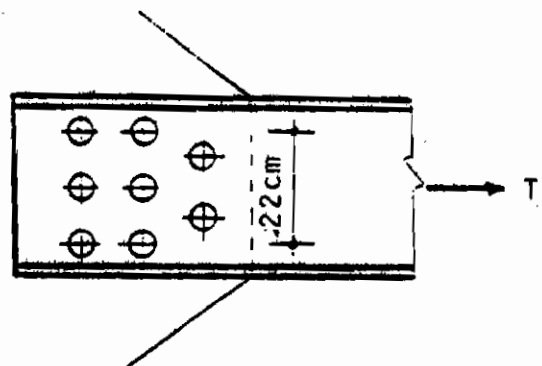
۳-۷ = حداکثر بار مجاز کششی یک ناودانی نمره ۳۰ که مطابق شکل (۳-۳۹) به ورق اتصالی به ضخامت ۱۴ mm متصل شده است را تعیین کنید. قطر سوراخها ۲۲ mm است

۳-۸ = حداکثر بار مجاز کششی IPB 30 شکل (۳-۴۰) را که توسط دو ورق اتصال هر یک به ضخامت ۱۲ mm و بعرضی برابر با عرض بال نیمرخ به تکیه‌گاه خود متصل است معین





شکل (۳-۲۸)



شکل (۳-۲۹)

$$(A_e > A_n)$$

کنید. قطر سوراخها ۲۰ mm است.  
 به هر بال در هر ردیف دو سوراخ پیچ تعبیه شده است.  
 ۳-۹ = تسمه‌ای توسط وصله‌های مطابق شکل قطعه‌ای کششی را تشکیل می‌دهد. هرگاه وضع  
 قرارگیری پرچهای این اتصال بصورت شکل (۳-۲۱) باشد مطلوبست  
 اولاً - تعیین حداکثر بار مجاز کششی تسمه  
 ثانیاً - تعیین مقدار  $S_1$  و  $S_2$  بنوعی که چنین بار حداکثر محازی ممکن گردد.  
 قطر سوراخها ۲۲ mm است.



## مراجع مولفین

1. John W. Fisher and John H.A. Struik, Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints. New York. John Wiley & Sons Inc. 1974
2. V.H.Cochrane, "Rules for Rivet Hole Deductions in Tension Members ," Engineering News-Record, 89(Nov.16,1922).
3. W.M.Wilson, Discussion of "Tension Tests of Large Rivet Joints, "Transactions. ASCE,105(1942),
4. W.M.Wilson, W.H.Manse, and M.A.Cayci, "A Study of the Practical Efficiency under Static Loading of Riveted Joints Connecting Plates,"U.of Illinois Engr. Experiment Station Bulletin 402,1952.
5. F.W.Schutz, "Effective Net Section of Riveted Joints," Proc. Second Illinois Structural Engg. Conf., November 1952.
6. "Here's a Better Way to Design Splices," Engineering News-Record. 150. Part I (Jan.8, 1953)
7. P.P.Bijlaard, Discussion of "Investigation and Limit Analysis of Net Area in Tension," Transactions, ASCE, 120 (1955).
8. G.W.Brady and D.C.Drucker. "Investigation and Limit Analysis of Net Area in Tension," Transactions, ASCE, 120 (1955).
9. W.H.Munse and E.Chesson, Jr., "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," Journal of Structural Division, ASCE, 89. ST2 (February 1963).

10. E. Chesson and W. H. Munse. "Behavior of Riveted Connections in Truss-Type Members," Journal of Structural Division, ASCE, 83, ST1 (January 1975).
11. William McGuire, Steel Structures, Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, Inc., 1968.

## پیچ و پرچ

### ۴ - ۱ = انواع وسایل اتصال

کلیه سازه‌ها در حالت کلی از قطعات جدا از هم که عموماً در انتها توسط عاظمی بیکدیگر متصل شده‌اند تشکیل می‌گردند یکی از این وسایل اتصال حوش است که بررسی نکات این نوع وسیله اتصال به فصل پنجم واگذار شده است. طرق دیگر اتصال استفاده از پرچ (۱) و پیچ (۲) می‌باشد. در این فصل عمدتاً به بحث در مورد اتصالات پیچی و مخصوصاً درباره اتصالات انجام شده توسط پیچ‌های با مقاومت (۳) بالا می‌پردازیم. امروزه این نوع پیچ‌ها (پیچ‌های با مقاومت بالا) در اکثر مواردی که در آن موارد استفاده از حوش مورد نظر نبوده است جایگزین پرچ شده‌اند ولی با وجود این واقعیت به منظور هر چه کامل‌تر بودن این فصل به بحث مختصری در مورد پرچ و پیچ‌های (۴) خام نیز پرداخته‌ایم.

### پیچ‌های با مقاومت بالا

دو نوع اصلی پیچ‌های با مقاومت بالا که توسط ASTM معرفی شده‌اند. پیچ‌های A325 و پیچ‌های A490 می‌باشد. این پیچ‌ها همانگونه که در شکل (۴ - ۱ ب) نشان داده شده‌اند دارای سر و مهره شش ضلعی هستند. قسمت رزوه شده این نوع پیچ‌ها در اقسام مختلف آنها که جهت سازه‌های فولادی بکار برده می‌شوند کوتاه‌تر از انواع دیگر می‌باشد. رزوه‌کاری این پیچ‌ها یا توسط تراشکاری و یا بکمک نورد انجام می‌گیرد. در تهیه انواع پیچ‌های A325 از کار گرم بر

---

(1) rivet

(2) bolt

(3) high strength bolt

(4) unfinished bolt

روی فولاد با کربس متوسط (۱) با تنش تسلیمی حدوداً برابر با ۵۶۰۰ الی ۶۴۰۰ باره تناسب قطر پیچ می‌باشد استفاده می‌شود (قطر بالاتر مقاومت پایین‌تر خواهد داشت) و در تهیه انواع پیچ‌های A490 نیز از کارگرم بر روی فولاد ولی از نوع آلیاژی آن استفاده می‌شود در این حالت تنش تسلیم فولاد آن حدوداً از ۸۰۰۰ الی ۹۰۵۰ بار بر حسب قطر پیچ متفاوت خواهد بود. از انواع پیچ‌های A449 فقط زمانی که پیچ‌های با قطر  $\frac{1}{4}$  الی  $\frac{3}{8}$  اینچ مورد نیاز باشد استفاده شده است.

انواع پیچ‌های با مقاومت بالای فوق‌الذکر از قطر  $\frac{1}{4}$  الی  $\frac{1}{2}$  (در مورد A449 از  $\frac{1}{4}$  الی  $\frac{3}{8}$  اینچ) بکار برده می‌شوند. در ساختمانهای فولادی بیشترین مصرف پیچ مربوط به قطرهای  $\frac{3}{8}$  و  $\frac{7}{8}$  اینچ می‌باشد و در پل‌های فولادی قطر پیچ‌های متعارف  $\frac{7}{8}$  و  $1$  اینچ بوده است.

پیچ‌های با مقاومت بالا را آنقدر سفت می‌کنند که در آنها نیروی کششی معینی که سبب فشردن قطعات فولادی تا حدی مطلوب به یکدیگر می‌شود بوجود آید. در این حالت انتقال نیرو در گره از طریق نیروی اصطکاکی بین قطعات متصل شده انجام خواهد گرفت. بدین جهت هرگاه در اتصالی فولادی مقاومتی بالا در برابر لغزش قطعات مورد نظر باشد از پیچ‌های با مقاومت بالا به صورت اصطکاکی (۲) استفاده می‌گردد و هرگاه چنین مقاومتی مورد نظر نباشد از حالت برشی (۳) این نوع پیچ‌ها استفاده می‌شود.

#### پرچ‌ها

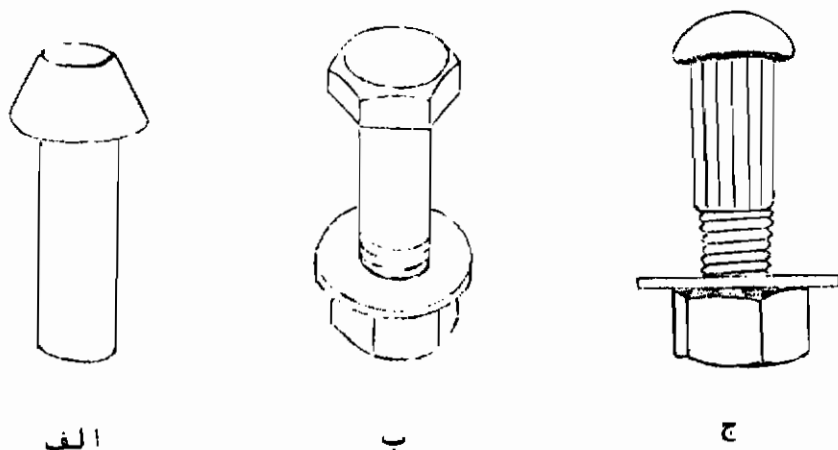
در طول سالیان متمادی پرچ (۴) وسیله‌ای قابل قبول جهت اتصالات سازه‌های فولادی بشمار می‌رفت ولی در سالهای اخیر عملاً کاربرد پرچ در کشورها بحداقل خود رسیده و در برخی از موارد کاملاً متروک شده است. برای تهیه پرچ از میلگرد مناسب پرچ استفاده می‌شود بدین ترتیب که میلگرد مزبور را بصورتی که در شکل (۴-الف) نشان داده شده است درمی‌آورند. فولادهایی که جهت ساختن پرچ از آنها استفاده می‌شود فولادهای نرم‌ای هستند که از دو نوع فولاد ASTM انتخاب شده‌اند. پرچ A502 درجه یک با  $A_y = 1900$  و نوع A502 درجه دو با  $F_y = 2600$  جهت سازه‌های فولادی معرفی شده‌اند که تنش‌های تسلیم فوق‌الذکر تنش‌های تسلیم میلگردهای مصرفی آنها می‌باشد. بدیهی است که ساختن پرچ از

(1) medium carbon

(2) friction type

(3) bearing type

(4) rivet



شکل (۴-۱) انواع پیچ و پرچ

میگردد و عمل پرچکاری بعدی سبب تغییر مشخصات مکانیکی فولاد پرچ میگردد. روش پرچکاری عمدتاً " بصورت زیر انجام می شود که ابتدا پرچ را تا حدی که رنگ آن به شکل قرمز آلبالویی روشن درآید حرارت می دهند و سپس پرچ داغ را در سوراخ آماده شده قبلی فرو می برند سر شکل دار پرچ را با اسبابی گرفته و طرف دیگر آنرا که شکل مسطح دارد توسط قالبی چنان می کوبند که شکل گروی بخود بگیرد، در طی این عمل ساق (۱) پرچ تحت فشار وارده کاملاً "سوراخی را که در آن قرار گرفته است پر می کند. پس از سرد شدن در اثر انقباض فولاد پرچ، دو سر پرچ قطعات مورداتصال را بهم فشرده و اتصال را محکم تر می نماید ولی چون مقدار بهم فشردگی (۲) قطعات از پرچی به پرچ دیگر متفاوت می باشد لذا این نیرو را نمی توان در طرح و محاسبه اتصالات دخالت داد. پرچ کاری ممکن است که به صورت سرد نیز انجام گیرد (در قطره های پائین) در یک چنین حالتی نیروی فشردگی حاصل از انقباض پرچ داغ وجود نخواهد داشت.

## پیچ های خام (۳)

این پیچ ها که در ساخت آنها دقت کمی بکار می رود از فولاد با کربن کم ساخته شده و

(1) shank

(2) clamping force

(3) unfinished bolts

بر طبق ASTM با علامت A307 معین می‌شوند. این پیچ‌ها ارزانترین نوع پیچ بشمار می‌روند گرچه با یک چنین پیچی نمی‌توان ارزانترین اتصال را نیز ایجاد کرد؛ زیرا که کاربرد آنها به علت دقت پایین ساختشان محدود به اتصالات مخصوصی می‌باشد. عمده‌ترین مورد استعمال این پیچ‌ها در سازه‌های فولادی سبک، در قطعات فولادی درجه دونظیر مهاربندی ساختمانها، گرده‌روها، لایه‌ها، تیرهای افقی نمای ساختمانهای صنعتی، خرپاهای کوچک و سایر قطعات و سازه‌های نظیر می‌باشد. بعبارت دیگر کاربرد این پیچ‌ها زمانی است که بارهای وارده بر قطعه با شدت کم و بحالت ایستا باشد. از این پیچ‌ها به عنوان پیچ‌های موقت جهت نصب اتصالات نیز استفاده می‌شود. اتصالات دائم این نوع قطعات می‌تواند توسط پیچ‌های با مقاومت بالا، برچ و یا جوش انجام گیرد. این نوع پیچ‌ها را پیچ‌های معمولی و یا پیچ سیاه نیز می‌گویند. سر و مهره این پیچ‌ها با شکل مربع نیز ساخته می‌شود.

#### پیچ‌های دقیق (۱)

این پیچ‌ها که کاربرد آنها عملاً "منسوخ می‌شود دارای سر و مهره شش ضلعی بوده و دقت ساخت آنها بسیار بالاست (انحراف از قطر اسمی برای این پیچ‌ها در حدود  $\frac{1}{50}$  اینچ یا ۰/۵ میلی‌متر است). اولین بار از این پیچ‌ها در اتصالاتی که نیاز به عدم جابجایی قطعات وجود داشت استفاده گردید. بدین صورت که این پیچ‌ها را در سوراخهای مه‌شده قرار می‌دادند و یا زمانی که سازه‌ای به صورت پرچی طراحی می‌شد ولی امکان پرچ کاری مشکل بود از این پیچ‌ها بجای پرچ استفاده می‌شد. از این پیچ‌ها گاهی جهت هم باد کردن (۲) ماشین آلات و یا قطعات سازه‌هایی که نیاز به جاگذاری بسیار دقیق دارند استفاده می‌شود. در حال حاضر با وجود پیچ‌های با مقاومت بالا که از نظر اجرا و قیمت ارزانتر از پیچ‌های دقیق تمام می‌شوند کاربرد پیچ‌های دقیق مورد سوءال قرار گرفته است.

#### پیچ‌های آجدار (۳)

این پیچ‌ها که از فولاد پرچ ساخته میشوند دارای سر مدور و بدنه آجدار می‌باشند به نحوی که آج آنها موازی با امتداد تنه پیچ است. از این پیچ‌ها سازه‌های متعادی همانند پرچ و بجای پرچ استفاده می‌کردند. قطر واقعی بیرونی تنه این پیچ‌ها اندکی بیشتر از سوراخ پیچ

(1) turned bolts

(2) alingning

(3) ribbed bolts



گرفته می‌شود؛ حین پیچ‌کاری آج‌های پیچ له یا بریده شده و حجم سوراخ را کلاً بر می‌کند و بدین ترتیب اتصالی غیرقابل جابجایی ایجاد می‌کند. از این نوع پیچ‌ها بطور اختصاصی در اتصالات برشی (۱) و در اتصالاتی که تغییر جهت تنش ممکن باشد استفاده می‌شده است. نوع جدیدی از پیچ‌های آجدار مطابق شکل (۴ - ۱ ح) ساخته شده که از فولاد پیچ‌های A325 تهیه می‌شود. در این پیچ‌ها بجای آج‌های موازی در محور تنه، پیچ از آج‌های دندانه مانند استفاده گردیده است به این پیچ‌ها در زبان انگلیسی interference - body bolt و یا interrupted - rib bolt می‌گویند. پیچ‌کاری پیچ‌های آجدار متعارف زمانی که اتصال چند صفحه به یکدیگر مورد نظر باشد بسیار مشکل است. البته این مطلب در مورد پیچ‌های با مقاومت بالای A325 آجدار نیز صادق خواهد بود، در هر صورت به کار بردن پیچ‌های آجدار زمانی که عدم جابجایی کامل قطعات نسبت به یکدیگر و با پیچاندن مهره بدون گرفتن سر پیچ مورد نظر باشد مفید خواهد بود زیرا که در پیچ‌های متعارف از نوع A325 ثابت ماندن کامل قطعات مورد اتصال گاهی غیرممکن می‌شود.

#### ۴ - ۲ = تاریخچه، پیچ‌های با مقاومت بالا

در سال ۱۹۳۴ میلادی اولین گزارش مربوط به امکان استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا در سازه‌های فولادی قابی توسط باتو (۲) و بتس (۳) ارائه شد (۱) در این گزارش آقایان فوق‌الذکر چنین نتیجه‌گیری کرده بودند که می‌توان پیچ‌های با تنش تسلیم بیشتر از ۳۷۰۰ بار را بنحوی سفت کرد که از لغزش قطعات مورد اتصال نسبت به یکدیگر جلوگیری شود. بدینال این گزارش آزمایشاتی که توسط آقایان ویلسن و توماس (۲) انجام گرفت ثابت نمود که با استفاده از پیچ‌هایی که دارای قطرهایی بمراتب کمتر از قطر سوراخ خود بودند می‌توان با اعمال پیش‌تنیدگی، اتصالی با مقاومت بالا در برابر بارهای خستگی آور ایجاد نمود بنحویکه مقاومت این نوع اتصالات در مقام مقایسه با اتصالات انجام شده توسط برج‌های بدون نقص، برابری نماید.

دومین قدم بزرگ در سال ۱۹۴۷ میلادی با تأسیس "موسسه تحقیقاتی اتصالات ساختمانی برجی و پیچی" (۴) برداشته شد. این سازمان پس از تأسیس بلافاصله به حجم‌آوری

(1) bearing type connection

(2) Batho

(3) Bateman

(4) Research Council on Riveted and bolted structural joints

و استخراج مطالعات انجام گرفته درباره اتصالات پرچی پرداخت که طی آن از آنچه آقای دوپونز (۱) در حاشیه کتاب خود یادداشت کرده بود استفاده کاملی بعمل آورد (3) پس از این اقدام مؤسسه فوق‌الذکر به تحقیقاتی درباره اتصالات با پیچ‌های مقاومت بالا پرداخت و در طول تحقیقات نتایج بدست آمده را در مراحل مختلف منتشر کرد.

در سال ۱۹۴۸ میلادی نیز "مؤسسه مهندسی راه‌آهن آمریکا" (AREA) به انجام مطالعاتی در زمینه استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا در نگهداری پل‌های راه‌آهن پرداخت و بدینال آن چندین آزمایش (درمحل) در مورد کارایی اتصالات انجام گرفته با پیچ‌های مقاومت بالا انجام داد.

در سال ۱۹۵۰ میلادی اصول استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا به‌مراه خلاصه‌ای از تحقیقات انجام گرفته، بمنظور استفاده مهندسیین طراح و مهندسیین صنایع ساخت سازه‌های فولادی انتشار یافت (4). دومین گام در سال ۱۹۵۱ میلادی با انتشار ضوابط جایگزینی پیچ با مقاومت بالا بجای پرچ برطبق اصل یک پیچ بجای یک پرچ برداشته شد. این چنین جایگزینی بسیار محافظه‌کارانه بوده و ضرب اطمینان چنان بالا بود که عملاً "هیچ‌گونه لغزشی در هیچ یک از اتصالات سازه تحت اثر بارهای متناوب (خستگی آور) بوقوع نمی‌پیوست، یک چنین نتیجه مطلوبی حتی در اتصالات پرچی نیز کمتر دیده می‌شد.

در سال ۱۹۵۴ میلادی تجدیدنظری در آئین‌نامه‌های تنظیم شده به عمل آمد و در طی این تجدیدنظر استعمال واشرهای تخت در سطوح با شیب  $\frac{1}{4}$  بررسی و به‌مراه این بررسی کاربرد آچارهای صربه‌ای در نصب پیچ‌های مقاومت بالا محاز شمرده شد. در همین سال طی تجدیدنظر دیگری در مورد اتصالات با پیچ برشی (نه اصطکاکی) رنگ‌آمیزی قطعات مورد اتصال مجاز گردید.

در سال ۱۹۵۶ میلادی و. ه. مونس (۲) (5) عملکرد پیچ‌ها را بصورت خلاصه درآورد و نتیجه‌گیری کرد که اگر بخواهیم کاربرد پیچ‌های مقاومت بالا را هر چه اقتصادی‌تر و مفیدتر نمائیم می‌بایستی تا جایی که عملی باشد در پیچ تنش اولیه ایجاد کنیم. در سال ۱۹۶۰ میلادی تحقیق‌های بیشتری انجام گرفته و برطبق آن مقدار حداقل تنش اولیه پیچ‌های مقاومت بالا افزایش یافت و نتیجه‌گیری گردید که عموماً "در اتصالات برشی جایگزینی پیچ‌های مقاومت بالا بجای پرچ قابل قبول بوده و کاربرد اتصالات اصطکاکی در اتصالاتی که در برابر لغزش مقاوم خواهند بود پذیرفته می‌باشد و الزام چنین اتصالاتی را زمانی توصیه نمود که بر روی پیچ‌ها کشش

(1) De Jonge

(2) W. H. Munse

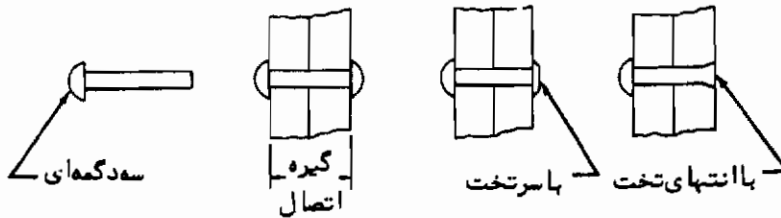
مستقیم اعمال شده و یا شرایط خستگی مهم باشد. همچنین روش "پیچاندن مناسب مهره"، در مقام مقایسه با استعمال آچارهای مدرج که براساس آنها لنگر پیچی معینی بر مهره وارد می شود جهت محکم کردن پیچهای مقاومت بالا ارائه گردید. تعداد و اشکال کارسردی که قبلاً دو عدد بود در روش "پیچاندن مناسب مهره" به یک و اثر بین سر پیچ و قطعه تقلیل یافت.

در سال ۱۹۶۲ میلادی "مؤسسه تحقیقاتی" در آئین نامه خود کلیه شرایط مربوط به و اشکال پیچها را حذف نمود (6) و در سال ۱۹۶۴ میلادی پیچهای A490 در ضوابط مربوطه جهت استفاده در اتصالات فولادهای با مقاومت بالا معرفی شده و در سال ۱۹۶۶ میلادی در مقدار کشش اولیه پیچهای A490 تقلیلی داده شد.

آخرین تغییراتی که اخیراً توسط مؤسسه تحقیقاتی بعمل آمده است (7) احتمالاً "اساسی ترین تغییراتی است که ارسال ۱۹۵۱ میلادی انجام گرفته است براساس کتاب "راهنمایی بر ضوابط طراحی اتصالات پیچی و پرچی" که توسط فیشر (۱) و استرویک (۲) ارائه شده است. تغییراتی در جهت ازدیاد ظرفیت مجاز و شناسایی آشکارای سوراخهای غیر استاندارد برای پیچ و پرچ انجام گرفته و همچنین در فلسفه طراحی اتصالات اصطکاکی و بررسی نیز تغییراتی داده شده است. کلیه تغییرات بمنظور ارائه روشی یکنواخت و قابل اعتماد در طراحی انواع اتصالات تحت اثر بارگذاربهای مختلف بوده است. در این فصل از کتاب کلیه ضوابط جدیدی که در سال ۱۹۷۶ میلادی از طرف مؤسسه تحقیقاتی انتشار داده شده و مورد قبول AISC ۱۹۷۸ میلادی می باشد ذکر گردیده است.

#### ۴-۳ = علل عدم کاربرد پرچ

پرچکاری روشی است که طی آن پس از فرو بردن پرچهای ساخته شده از فولاد نرمه در سوراخهای از پیش تعبیه شده در کلیه قطعات مورد اتصال با ایجاد دو سر در هر یک از دو انتهای پرچ از جدا شدن قطعات از یکدیگر مانع می کنند. در شکل (۴-۲) انواع متعارف پرچ نشان داده شده است (به شکل (۴-الف) نیز رجوع شود). علل اصلی عدم کاربرد پرچ ظهور پیچهای مقاومت بالا و بهتر شدن فن جوشکاری می باشد. توسعه و پیشرفت فن جوشکاری در فصل پنجم شرح داده شده است ولی پیچهای با مقاومت بالا در همین فصل بحث خواهد شد. علی الاصول اضافه بر علل فوق الذکر برخی از عیوب ذاتی پرچکاری نیز سبب



شکل (۴-۲) - انواع پرچ‌ها

تسریع در عدم کاربرد پرچ مخصوصاً " پرچکاری کارگاهی گردید .

اکیپ پرچکاری از چهار یا پنج کارگر که کلیه آنها می‌بایستی دارای تخصص لازم باشند تشکیل می‌گردد . یک چنین اکیپ متخصصی عموماً در همه نقاط کشورها نمی‌تواند وجود داشته باشد . در صورتیکه اکیپی که جهت پیچ‌های مقاومت بالا لازم است نیاز به تخصص فوق‌العاده نداشته و چنین اکیپی براحتی در اختیار خواهد بود . نظارت و کنترل اتصالات پرچی مشکل بوده و متأسفانه کار زبده‌ترین اکیپ‌های پرچکاری نیز نیاز به کنترل دارد . حذف پرچ و جایگزینی آن توسط پرچ دیگر یا یک پیچ عملاً گران تمام می‌شود . حتی بیش‌گرمی قبل از پرچکاری بمنظور ایجاد نیروی بهم فشردگی قطعات پس از سرد شدن پرچ قابل انتقاد می‌باشد . دیگر معایب پرچکاری وجود احتمال آتش‌سوزی و صدای ناهنجار عمل پرچکاریست . به نحوی که صدای حاصله مزاحمت کاملی در مراکز کسب و کار ایجاد خواهد کرد .

تجربیات نشان داده است که اتصالات پرچی مقاومت بالایی در برابر نیروهای خستگی‌آور در مقام مقایسه با پیچ‌های خام دارند زیرا که پرچ به علت فرآیند پرچکاری سوراخ خود را کاملاً پر کرده و قطعات را بسختی بهم می‌فشارد . چنین مقاومتی مخصوصاً زمانی که سازه فولادی تحت اثر تنش‌های متناوب و یا متغیر قرار دارد نظیر پل‌های جاده و راه‌آهن بسیار اهمیت پیدا می‌کند .

عامل اصلی عدم رقابت پیچ‌های با مقاومت بالا در اوایل پیدایش آن با پرچ قیمت‌بالای پیچ‌ها و واشرهای لازم جهت پیچکاری بود . قیمت پیچ‌های مقاومت بالای A325 تقریباً سه برابر پرچ تمام می‌شد و در اوایل سالهای ۱۹۵۰ میلادی پائین بودن دستمزد کارگران به حدی بود که از نظر قیمت نمی‌توانست قیمت بالای پیچ‌ها را جبران نماید . پس از آنکه برحسب آئین‌نامه واشر الزامی پیچ‌ها به یک عدد و سپس کلا " حذف گردید و امکان ایجاد مقاومت بالاتری نسبت به پرچ توسط پیچ‌های مقاومت بالا بوجود آمد . بتدریج پیچ‌های مقاومت بالا

اقتصادی‌تر از پرچ شد. در حال حاضر (سال ۱۳۶۵ هجری شمسی) با افزایش شدید دستمزد کارگر و امکان طراحی اتصالات با تعداد پیچ کمتر بوضوح دیده می‌شود که بکار بردن پیچ‌های مقاومت بالا اقتصادی‌تر خواهد بود.

در اتصالات کارخانه‌ای بعلمت اینکه اکثر نیروی کارگری صرف ایجاد سوراخ پرچ می‌شود و فقط تعداد کارگر اندکی به پرچ کاری می‌پردازند لذا مدت‌ها پس از عدم احرای پرچ در کارگاه باز هم پرچکاری در کارخانجات متداول بود ولی از حدود سالهای ۱۹۷۰ میلادی فرآیند جوشکاری چنان پیشرفتی کرد که عملاً کلیه اتصالات کارخانه‌ای توسط جوشکاری احرا گردید، از طرف دیگر بایستی اضافه کرد که احرای اتصالات حوشی سالم بسیار ساده‌تر از سایر انواع اتصالات دیگر می‌باشد.

#### ۴ - ۴ = جزئیات پیچ‌های با مقاومت بالا و فرآیندهای پیچ کاری

هم پیچ A325 که بصورت متعارف مصرف قابل توجهی دارد و هم پیچ A490 که بر حسب احتیاج و انتخاب مورد استفاده قرار می‌گیرد پیچ‌هایی با سرش ضلعی منظم بوده و بر حسب ASTM و کارخانجات سازنده همانگونه که در شکل (۴ - ۳) نشان داده شده است علامت‌گذاری شده‌اند. مهره‌های هر دو نوع پیچ بالا شکل ضلعی داشته و دارای علامت‌های لازم توسط کارخانه می‌باشند.

انواع سنگین این نوع پیچ‌ها دارای قسمت رزوه شده، کوتاه‌تری نسبت به سایر انواع پیچ‌ها بوده و یک چنین طول کوتاهی امکان برش تنه پیچ را تحت اثر حداکثر نیروی وارده کمتر می‌نماید. مشخصات کنترلی پیچ‌های A325 و A490 در شکل (۴ - ۳) و جدول (۴ - ۱) معین شده است.

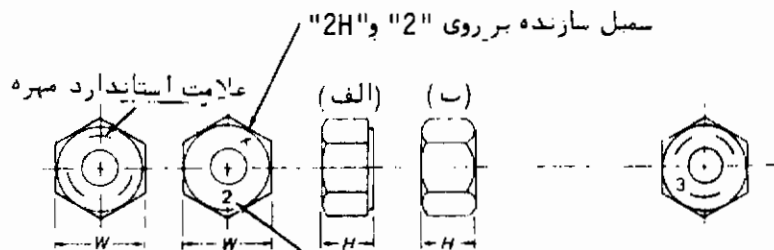
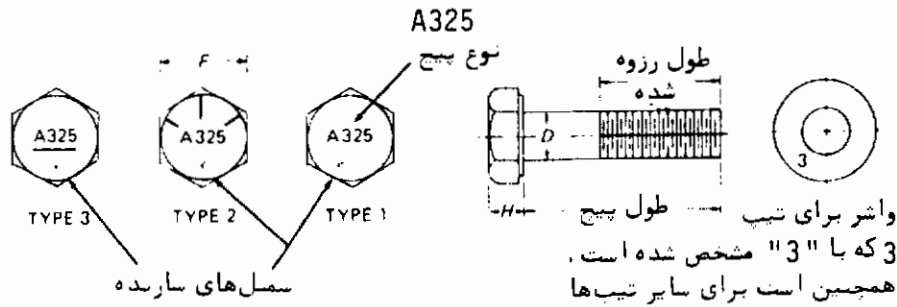
انواع پیچ‌های A325 و A490 بصورت تیب ۱، ۲، ۳ و ۴ وجود دارد که تیب ۱ پیچ A325 از فولاد با کربن متوسط ساخته می‌شود، از این پیچ در طول سالیان متعددی استفاده شده است و اگر مشخصات معینی در نقشه‌های فلزی ذکر نشده باشد همین نوع پیچ بکار برده خواهد شد، پیچ تیب ۱ از نوع A490 نیز همین مشخصات را داراست ولی از فولاد آلیاژی متعارف ساخته شده است. تیب ۲ پیچ‌های A325 و A490 از فولاد مارتنسیت (۱) با کربن کم تهیه می‌شود، از تیب ۳ این پیچ‌ها در مکانهای رطوبی استفاده می‌شود.

در موارد استثنایی که نیاز به پیچ‌هایی با قطر بیشتر از  $\frac{1}{4}$  اینچ وجود دارد از پیچ‌های

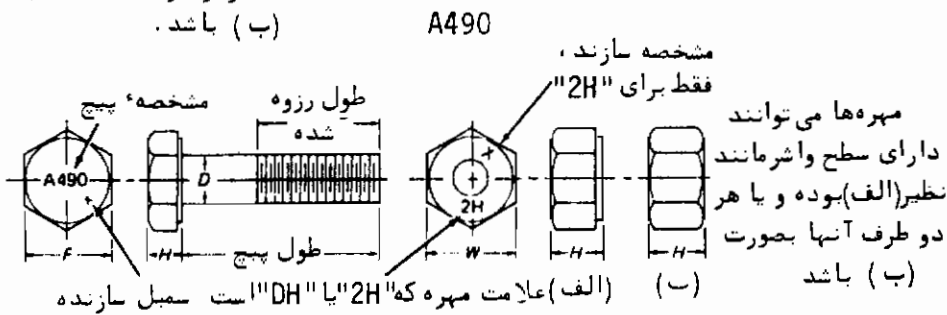
(1) martensite steel

A449، ASTM استفاده می‌کنند.

هرگاه از پیچ‌های A325 و یا A490 در اتصالات برشی استفاده شود انواع آحاد را



مهره تیب 3 با علامت "3" علامت مهره که می‌تواند مهره‌ها می‌توانند دارای سطح و سه قوس مشخص می‌شود. "2" "2H" "D" و یا "DH" باشد. واشر مانند نظیر (الف) بوده و یا هر دو طرف آنها بصورت (ب) باشد.



شکل (۳-۴) - ابعاد و مشخصات پیچ‌های A325 و A490

پیچ‌ها نیز بکار خواهد رفت یک چنین انتخابی زمانی مناسب خواهد بود که ظرفیت بالای برشی تحت اثر بارهای متغیر (۱) و متناوب (۲) مورد نیاز باشد. این پیچ‌ها دارای سر کروی

(1) reversal

(2) vibratory

بوده و در موارد لزوم از مهره‌های با مقاومت بالا استفاده خواهد شد.

جدول (۴ - ۱) - مشخصات ابعادی پیچ‌های A325 و A490 (به شکل ۴ - ۳ نیز مراجعه شود)

ابعاد اسمی D	ابعاد پیچ بر حسب اینچ		طول رزوه شده	ابعاد مهره بر حسب اینچ	
	عرض F	ارتفاع H		عرض W	ارتفاع H
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{5}{8}$	۱	$\frac{7}{8}$	$\frac{31}{64}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{25}{64}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{39}{64}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{15}{32}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{49}{64}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{35}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{55}{64}$
۱	$1\frac{5}{8}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{63}{64}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16}$	۲	$1\frac{13}{16}$	$\frac{17}{64}$
$1\frac{1}{4}$	۲	$\frac{25}{32}$	۲	۲	$\frac{17}{32}$
$1\frac{3}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$\frac{27}{32}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{16}$	$1\frac{11}{32}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{15}{32}$

#### بار دوام پیچ‌ها

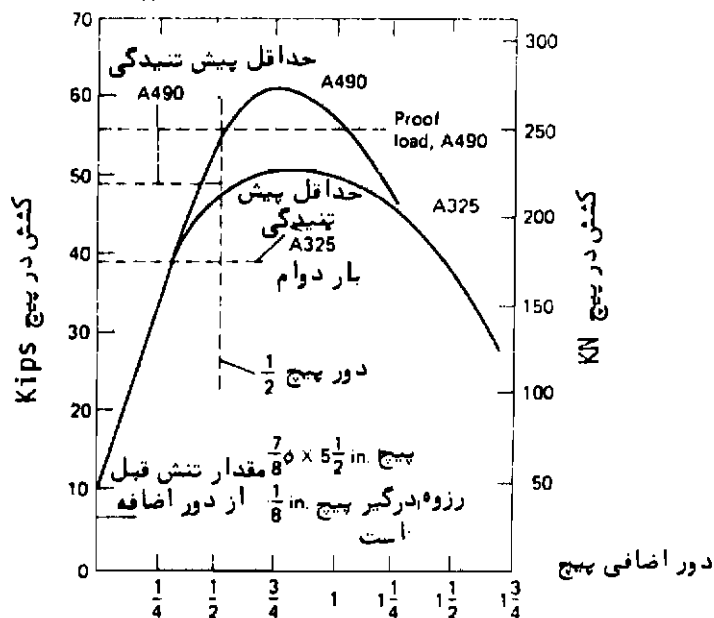
هرگاه پیچ با مقاومت بالایی نصب گردد، اساسی‌ترین الرامی که در نصب آن وجود دارد ایجاد بیش تنیدگی کافی در پیچ است. مقدار این بیش تنیدگی بمیزان حداکثر ممکن خواهد بود. بنحویکه تغییر شکل و گسیختگی پیچ را سب نگردد.

منحنی تنش - کرنش پیچ‌های با مقاومت بالا عملاً همانگونه که در شکل (۴ - ۴) نشان داده شده است دارای پلهء خمیری معینی نبوده و لذا در این پیچ‌ها بحای تنش تسلیم از بار قراردادی جاری شدن (۱) استفاده می‌شود. بار قراردادی جاری شدن عبارت از نیروییست که از حاصلضرب تنش تسلیم (تنش مربوط به کرنش ۰/۰۰۲) در سطح تحت کشش (۲) پیچ (سطح تحت تنش کششی که با  $A_s$  نشان داده می‌شود برابر است با:

(1) proof load

(2) tensile stress area

$$A_s = \frac{\pi}{4} \left( D - \frac{0.9743}{n} \right)^2$$



شکل (۴-۴) - مقدار بار پیش تنیدگی پیچ‌ها برحسب دور مهره

در این رابطه  $A_s$  برحسب سانتیمتر مربع یا اینچ مربع خواهد بود بشرطیکه  $D$  قطر اسمی پیچ برحسب سانتیمتر (یا اینچ) و  $n$  تعداد دندان پیچ در هر سانتیمتر (یا اینچ باشد) بدست می‌آید. ASTM مقدار بار قراردادی جاری شدن را برای قطرهای مختلف پیچ‌ها معین کرده است. معمولاً مقدار این بار حدوداً "به ترتیب برابر با ۷۰ درصد یا ۸۰ درصد استحکام کششی (۱) پیچ‌های A490 و A325 خواهد بود.

از آنجائیکه از اوایل سالهای ۱۹۵۰ میلادی حداقل کشش پیش تنیدگی پیچ‌های A325 برابر با بار قراردادی جاری شدن پیچ‌ها معین شده است هرگاه از روش "پیچ‌اندیدن مناسب مهره (۲)" جهت ایجاد پیش تنیدگی استفاده شود، تنش مناسبی ایجاد خواهد شد (این روش بعداً شرح داده خواهد شد). همانگونه که در شکل (۴-۴) نشان داده شده است اگر پیچ‌های A325 را با اندازه  $\frac{1}{4}$  دور از وضعیت مناسب اولیه بیچانند به پیش تنیدگی لازم (بار دوام) پیچ دست خواهند یافت. در مورد پیچ‌های A490 با  $\frac{1}{4}$  دور مهره از وضعیت

- (1) minimum tensile strength
- (2) turn - of - the - nut method



مناسب اولیه به بار قراردادی حاری شدن (بار دوام) نخواهیم رسید. در مورد پیچ‌های طولی نیز یک چنین حالتی صادق خواهد بود و جهت رسیدن به بار قراردادی حاری شدن می‌بایستی مهره را بیش از پیچ‌های کوتاه بیچانند.

بر طبق صواب‌اط AISC پیش تنیدگی پیچ‌ها می‌بایستی بحدی باشد که ۷۰ درصد استحکام کششی فولاد پیچ بدست آید (به جدول ۴ - ۲ مراجعه شود). یک چنین نیرویی برابر با بار دوام پیچ‌های A325 و ۸۵ درصد الی ۹۰ درصد بار دوام پیچ‌های A490 خواهد بود. مناسب‌ترین مقدار پیش تنیدگی پیچ‌ها موضوع تحقیقات بسیاری از محققین است

#### فنون نصب

برای رسیدن به مقدار پیش تنیدگی مذکور در جدول (۴ - ۲) سه روش زیر بکار برده می‌شود. روش نخست بکار بردن آچارهای نشان دهنده کوپل وارده بر پیچ است. در این

جدول (۴ - ۲) - حداقل بار دوام پیچ‌ها

ابعاد اسمی پیچ‌ها in	پیچ‌های A325 kN	پیچ‌های A490 kN
$\frac{1}{4}$	۵۳	۶۷
$\frac{5}{8}$	۸۵	۱۰۷
$\frac{3}{4}$	۱۲۵	۱۵۶
$\frac{7}{8}$	۱۷۳	۲۱۸
۱	۲۲۷	۲۸۵
$1\frac{1}{8}$	۲۴۹	۳۵۶
$1\frac{1}{4}$	۳۱۶	۴۵۴
$1\frac{3}{8}$	۳۷۸	۵۳۸
$1\frac{1}{2}$	۴۵۸	۶۵۸

روش با استفاده از آچارهای مخصوص بر پیچ تا حد معینی کوپل پیچشی وارد می‌کند سنجوی که در آن حد پیش تنیدگی معین شده برطبق جدول (۴ - ۲) بدست آید. در این روش بر طبق آزمایشات، معلوم شده است که بطور متوسط در حدود  $\pm 10\%$  نیروی پیش تنیدگی از مقدار معین شده قبلی نوسان دارد و حتی مقدار حداکثر نوسان تا  $\pm 30\%$  نیز می‌رسد، بدین جهت برطبق توصیه "مؤسسه تحقیقاتی" مقدار کوپل وارده بر پیچ بایستی به اندازه‌ای باشد که حداقل بیش از ۵٪ از نیروی پیش تنیدگی معین شده در جدول (۴ - ۲) برای هر پیچ بدست آید.

روش دوم "پیچانیدن مناسب مهره" نام دارد، در این روش که عملاً "ارزانترین، مطمئن‌ترین و عملاً" اجرایی‌ترین روش نیز می‌باشد، ابتدا مهره پیچ توسط آچارهای متعارف با قدرت کامل نیروی کارگر پیچاننده می‌شود و یا یکمک آچارهای ضرب‌های چند دور به پیچ می‌دهند تا بقدر کافی سخت شود و سپس برطبق جدول (۴ - ۳) به آن دور اضافه تحمیل می‌کند. از آنجائیکه همواره در پیچ‌های با مقاومت بالا از لحظه سخت شدن پیچ توسط نیروی کارگر (با آچار متعارف) تا پارگی پیچ سه الی چهار دور مهره مورد نیاز می‌باشد و علاوه بر آن در صورت پاره شدن پیچ حین نصب همواره می‌توان از پیچ‌های دیگری استفاده نمود، لذا درجه کارایی پیچ‌کاری بالا خواهد بود.

سومین و مدرن‌ترین روش نصب پیچ‌های اصطکاکی استفاده از واشرهای نشان دهنده، میزان پیش تنیدگی است. طی این روش واشری را که از یک سطح صاف و ارسطح دیگر دارای برآمدگی می‌باشد بین سر پیچ و قطعه فولادی قرار می‌دهند بنحویکه سطح غیرصاف آن در مقابل سطح درونی سر پیچ قرار گیرد. برآمدگی واشر سبب ایجاد فاصله‌ای بین واشر و پیچ خواهد شد که این فاصله به تناسب از دیاد نیروی کششی در پیچ کم می‌شود و با اندازه‌گیری فاصله باقیمانده می‌توان نیروی کششی پیچ را تعیین نمود. عملاً "میزان پیش تنیدگی پیچ‌ها زمانی مناسب خواهد بود که فاصله باقیمانده برابر با  $4/5$  میلی‌متر گردد.

#### ۴ - ۵ = انتقال بار توسط ابزار اتصال

واضح است که بار وارده بر یک قطعه از طریق اتصال آن به قطعه دیگر منتقل می‌گردد. چند نوع از اتصالات متعارف قطعات فولادی در شکل (۴ - ۵) نشان داده شده است. ساده‌ترین وسیله جهت انتقال بار از یک قطعه فولادی به قطعه دیگر توسط اتصال سوزنی<sup>(۱)</sup> می‌باشد. سوزن همانگونه که در شکل (۴ - ۶) نشان داده شده است استوانه‌ایست

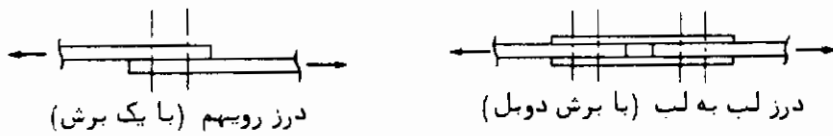
جدول (۳-۴) - میزان پیچاندن مهره\* در روش " پیچاندن مناسب مهره " پیچ‌های با مقاومت بالا .

وصف سطوح خارجی قطعات مورد سنج کاری			طول پیچ
هر دو سطح عمود بر محور طول سنج سطح عمود بر محور سنج می‌باشد (وازرگوه‌ای لازم نیست) .	یک سطح عمود بر محور طول سنج است و سطح دیگر دارای سنی کمر از سنی مساند (وازر گوه‌ای لازم نیست) .	هر دو سطح عمود بر محور طولی پیچ است .	(اوسط دروسی بر پیچ تا آخرین نقطه)
دور $\frac{2}{3}$	دور $\frac{1}{3}$	دور $\frac{1}{3}$	تا چهار برابر قطر پیچ و خود چهار برابر قطر
دور $\frac{5}{6}$	دور $\frac{2}{3}$	دور $\frac{1}{3}$	بین ۴ تا چهار برابر قطر و کمر از ۸ برابر قطر
دور ۱	دور $\frac{5}{6}$	دور $\frac{2}{3}$	بیش از ۸ برابر قطر و کمتر از ۱۲ برابر قطر پیچ**

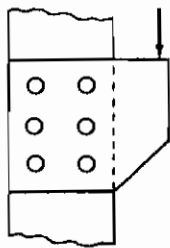
\* مقدار دوران مهره نسبت به پیچ معین خواهد شد نه نسبت به قطعه ، زیرا که همواره امکان دوران توأم پیچ و مهره وجود دارد . میزان انحراف مقدار دوران برای  $\frac{1}{3}$  دور برابر با  $\pm 30^\circ$  و میزان انحراف دوران برای  $\frac{2}{3}$  دور  $\pm 45^\circ$  می‌باشد .  
\*\* برای طول بیش از ۱۲ برابر قطر پیچ آزمایشی انجام نگرفته است لذا برای یک چنین طولهایی انجام آزمایش قبل از اجرا لازم خواهد بود .

فولادی که در داخل سوراخ‌های تعبیه شده در قطعات مورد اتصال قرار می‌گیرد و از خروج هر طرف آن توسط سنجاقی جلوگیری می‌شود . انتقال بار در این اتصال توسط فشار وارده از حداد داخلی سوراخ بر تنه سوزن انجام خواهد گرفت . با توجه به شکل (۴-۶) دیده می‌شود که عملاً " انتقال نیرو سبب ایجاد برش در مقطع سوزن می‌شود (دوران سوزن که حاصل از نگر حاصل از نیروهای وارده بر سوزن است بسیار ناچیز است) نیروی اصطکاک بین قطعات A و B در یک چنین اتصالی نیز ناچیز خواهد بود . اخیراً " در سازه‌های فولادی مخصوصاً در خرپاها تمایل به استفاده از اتصالات سوزنی به چشم می‌خورد .

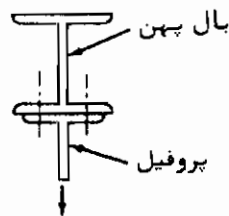
عملکرد اتصالات پرچی بکلی از عملکرد اتصالات سوزنی متفاوت است ، چون اغلب اتصالات پرچی به طریق گرم انجام می‌گیرد لذا پس از سرد شدن اتصال ، پرچ تمایل به کوتاه



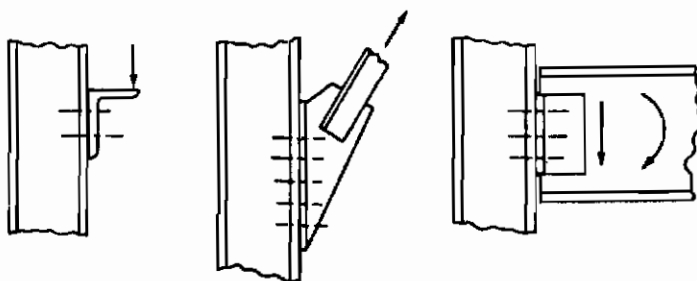
(الف) اتصالات برشی



(ب) اتصالات برشی با خروج از مرکزیت



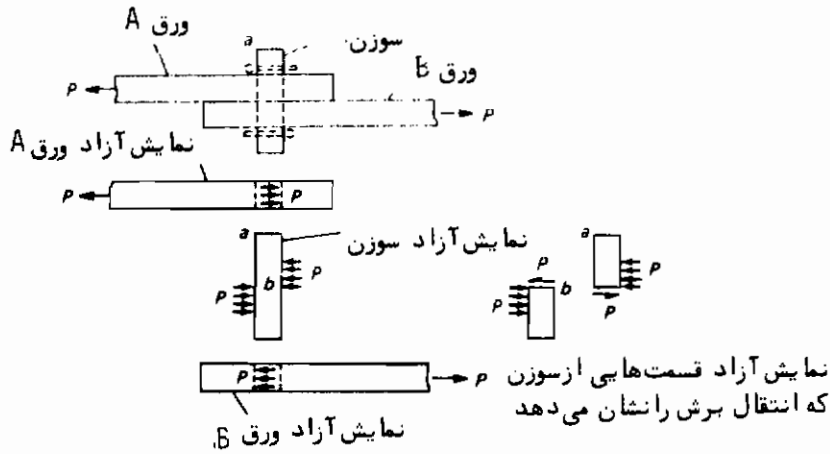
(ج) اتصالات کشی



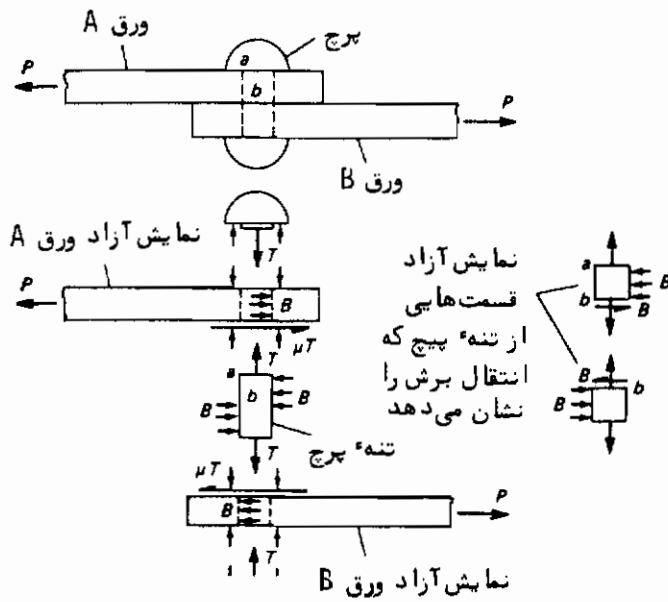
(د) اتصالات کشی توأم با برش

شکل (۴ - ۵) - اتصالات متعارف پیچی

شدن پیدا می‌کند و چون قطعات مورد اتصال از این کوتاه شدن جلوگیری می‌نمایند لذا نیرویی کششی در تنهٔ پرچ بوجود می‌آید. تعادل اتصال ایجاب می‌کند که کشش درونی پرچ سبب فشردن قطعات مورد اتصال به یکدیگر شود. در شکل (۴ - ۷) نیروهای فوق‌الذکر نشان داده



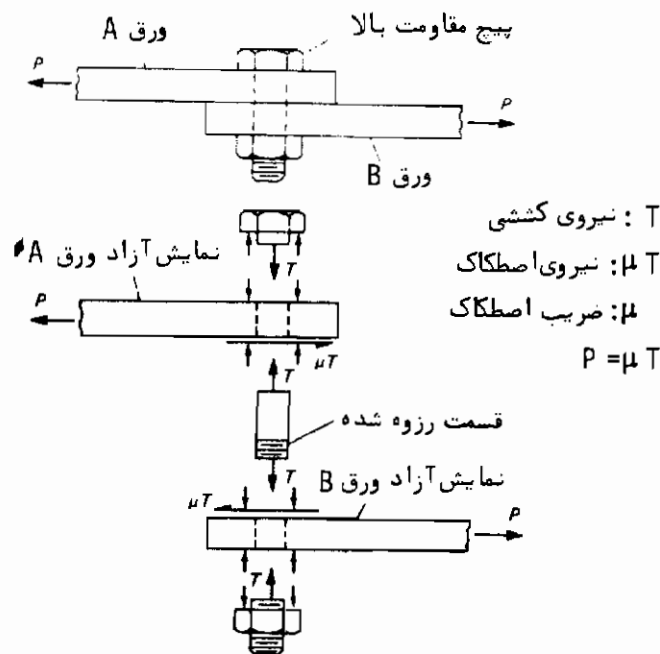
شکل (۴ - ۶) - انتقال بار در اتصالات سوزنی



شکل (۴ - ۷) انتقال نیرو در اتصالات پرچی

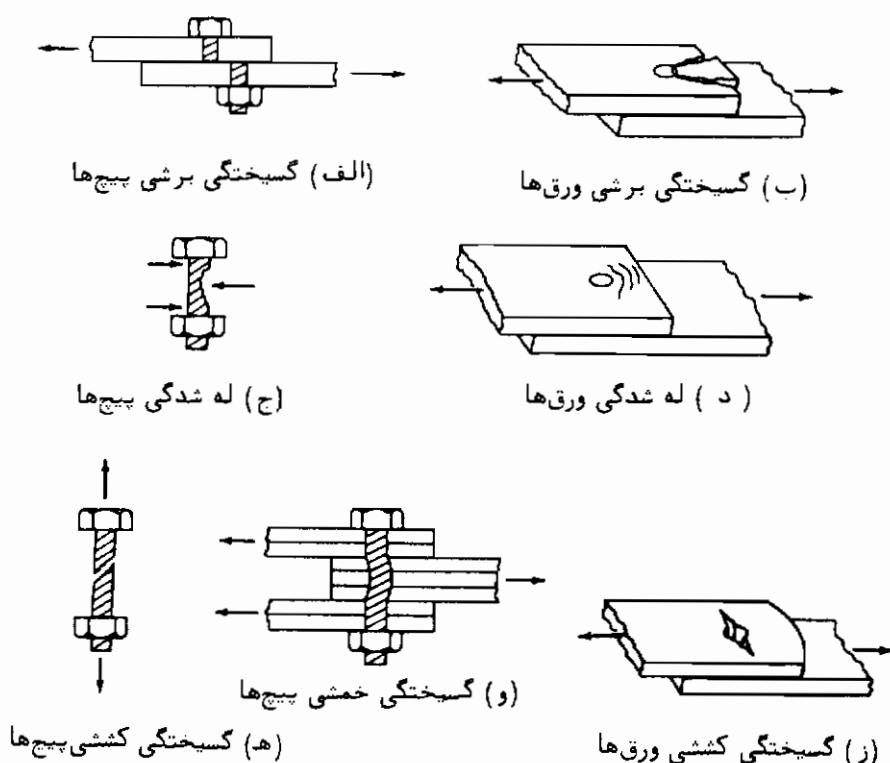
شده است. انتقال نیرو از قطعه A به قطعه B از طریق مجموع نیروهای اصطکاکی ( $\mu T$ ) و فشار وارده از طریق تنه پرچ به جدار سوراخ (B) انجام می‌گیرد از آنجائیکه بر حسب نحوه اجرای پرچ کاری نیروی کششی بوجود آمده در تنه پرچ تغییر می‌نماید لذا مقدار نیروی منتقل شده از طریق اصطکاک قطعات (که حاصل از حاصلضرب ضریب اصطکاک در نیروی کششی تنه پرچ می‌باشد) متغیر خواهد بود بدین جهت در طرح اتصالات پرچی از نیروی اصطکاکی بوجود آمده صرف‌نظر می‌شود.

عملکرد پیچ‌های مقاومت بالا در انتقال نیرو تقریباً شبیه عملکرد پرچ‌ها است. چون همانگونه که در بند ۴-۴ ذکر شد، در اتصالات پیچی از نوع با مقاومت بالا فشار وارده چنان نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها ایجاد می‌کند که عملاً نیروی اصطکاک ایجاد شده بین قطعات اتصال کافی برای انتقال کل نیروی مورد انتقال بین قطعات A و B می‌باشد و لذا عملاً "تنه پرچ با مقاومت بالا تحت اثر برش قرار نمی‌گیرد. نحوه انتقال نیرو از قطعه A به قطعه B در شکل (۴-۸) نشان داده شده است.



شکل (۴-۸) - انتقال نیرو در اتصالات با پیچ مقاومت بالا

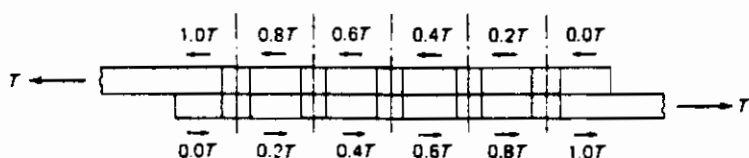
در عمل اتصالات سازه‌ها بیش از یک پیچ یا پرچ دارند (گاهی تعداد پیچ یا پرچ بسیار زیاد می‌شود) این بدان معنی است تا زمانیکه انتقال نیرو توسط اصطکاک بین قطعات باشد شرکت کلیه پیچ‌ها و یا پرچ‌ها در این انتقال بصورت یکسان خواهد بود (بشرطیکه کلیه آنها دارای یک قطر و اندازه باشند) و هرگاه که بار وارده افزایش فوق‌العاده پیدا کند بطوریکه دیگر نیروی اصطکاکی صفحات پاسخگوئی انتقال آن نباشد. جدار سوراخها به پیچ‌ها فشار وارد کرده و قسمتی از انتقال نیرو از طریق تلاش برش پیچ‌ها خواهد بود. زمانی که گسیختگی اتصالات نزدیک می‌شود وضعیت گسیختگی اتصال چندان تحت تأثیر نیروی اصطکاک نخواهد بود بلکه مقاومت ورق و مقاومت کششی و برشی پیچ‌ها تعیین کننده مقاومت اتصال خواهد بود. در شکل (۴-۹) انواع احتمالات گسیختگی اتصالات پیچی نشان داده شده است



شکل (۴-۹) - انواع احتمالات گسیختگی اتصالات پیچی

## تنش‌های قراردادی (۱)

سالهاست که گرچه عملکرد سازه‌های فولادی تحت اثر بارهای وارده، عملاً<sup>۱</sup> در حوزه ارتجاعی می‌باشد، طرح اتصالات براساس عملکرد آنها در لحظات نزدیک به گسیختگی اتصال انجام می‌گیرد و در این انتخاب روش عملکرد ارتجاعی اتصال مورد نظر قرار نمی‌گیرد با استفاده از احتمالات گسیختگی اتصالات که در شکل (۴ - ۹) ذکر شده است به تعیین تنش می‌پردازند و از آنجا که عملکرد مشابه گسیختگی در حین باربری قطعه اتفاق نمی‌افتد لذا تنش‌های معین شده غیر واقعی خواهند بود و فقط از نظر ایمنی سازه بیان کننده<sup>۲</sup> مقداری مطمئن خواهند بود. این چنین تنش‌هایی را که در محاسبات بکار می‌بریم "تنش‌های اسمی (۲)"<sup>۱</sup> می‌نامیم. از این نوع تنش‌ها در فصل سوم جهت تعیین تنش مجاز در سطح مقاطع خالص صحبت به میان آوردیم. استفاده از تنش‌های اسمی در طراحی اتصالات با چند پیچ یا پرچ بشرطیکه آن پیچ یا پرچ‌ها دارای یک اندازه و یک قطر باشند بیان‌کننده سهم مساوی آنها در باربری قطعه می‌باشد. بعنوان مثال اگر اتصالی نظیر اتصال شکل (۴ - ۱۰) دارای پنج پیچ باشد، هر یک از پیچ‌ها  $\frac{1}{5}$  بار وارده را تحمل خواهند کرد. اگر اصطکاک بین قطعات از بین برود و باربری پیچ‌ها بصورت برشی درآید بعلمت تغییر شکل قطعه<sup>۳</sup> واقع در بین هر دو پیچ باربری پیچ‌ها بصورت یکسان نخواهد شد. وقتی فرض "تنش اسمی" را می‌پذیریم ورق اتصال را کاملاً<sup>۴</sup> صلب فرض می‌نماییم در صورتیکه تغییر شکل واقعی ورق بین پیچ‌ها یکسان نیست.



شکل (۴ - ۱۰) سهم باربری پیچ‌های یک اتصالات رویهم با پنج پیچ

در محاسبات طراحی قطعه، اگر  $f_y$  تنش اسمی برشی و  $f_t$  تنش اسمی کششی محاسبه شده براساس سطح مقطع اسمی پیچ باشد، با فرض اینکه هر پیچ یا پرچ بمنظور انتقال  $P$  در نظر گرفته شده باشد، خواهیم داشت:

(1) nominal stresses      (2) nominal stress



$$f_v = \frac{P}{m \left( \frac{\pi D^2}{4} \right)} \quad (1-4)$$

$$f_t = \frac{P}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (2-4)$$

در این رابطه  $P$ : بار هر پیچ  $D$ : قطر محاسباتی پیچ  $m$ : تعداد سطوح برشی پیچ در اتصال (معمولاً با یک سطح و یا دو سطح برش می‌باشند به شکل (۴-۵ الف) مراجعه شود)

تنش اسمی فشاری بین پیچ و قطعه  $f_p$  بر اساس قطر و ضخامت ورق محاسبه می‌شود. یعنی داریم:

$$f_p = \frac{P}{Dt} \quad (3-4)$$

در این رابطه  $t$ : ضخامت ورق است.

بصورت خلاصه می‌توان دلایل زیر را بمنظور اثبات یکی نبودن تنش‌های اسمی با تنش‌های واقعی (۱) بیان داشت:

- ۱- از مقاومت اصطکاکی در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود.
- ۲- از تغییر شکل ورق صرف‌نظر می‌شود.
- ۳- از تمرکز تنش کششی در سوراخها صرف‌نظر می‌شود.
- ۴- فرض می‌شود که تغییر شکل برشی پیچ یا پرچ متناسب با تنش برشی باشد.
- ۵- فرض می‌شود که تنش برشی در کل سطح مقطع پیچ یا پرچ بصورت یکنواخت باشد.
- ۶- فرض می‌شود که تنش فشاری بین پیچ و ورق بصورت یکنواخت در سطحی برابر با حاصلضرب ضخامت ورق در قطر پیچ پخش گردد.
- ۷- از خمش پیچ یا پرچ صرف‌نظر می‌شود.

دید می‌شود که با در نظر گرفتن نکات فوق حتی اگر مایل به انجام محاسبات مربوطه نیز باشیم، تعیین تنش واقعی پیچ‌ها در حین باربری قطعه بسیار مشکل خواهد بود. علاوه بر آنچه

تحت نکات ۱ الی ۷ در فوق ذکر گردید موارد دیگری نیز وجود دارد که عملاً "کنترل آنها خارج از قدرت طراحی می‌باشد از آنجمله می‌توان در یک خط نبودن سوراخ پیچ‌ها، یکسان سفت نبودن پیچ‌ها، خروج از مرکزیت غیرمطلوب بار وارده و یا احرای ضعیف ساختمان را نام برد.

نظر به آنچه در قبل گفته شد چون فولاد دارای خاصیت شکل‌پذیری بالایی می‌باشد لذا برطبق این خاصیت عملاً "لزوم محاسبات پیچیده مربوط به تعیین تنش واقعی منتفی می‌شود. بدین ترتیب که قبل از رسیدن تنش به حد نهایی چون پیچ‌ها و صفحات از حوزه خمیری فولاد عبور می‌کنند لذا حین عبور از این حوزه، کلیه نیروهای پخش شده، نامساوی یکسان شده و در لحظه، گسیختگی فرضیاتی که در تعیین تنش‌های قراردادی بیان کرده‌ایم تحت اثر بار کاربردی<sup>(۱)</sup> سازه بطور معقولی صحیح خواهد بود. با یک چنین فلسفه‌ای طراح قادر خواهد بود که طرح اتصالات سازه خود را فقط با استفاده از علم مقاومت مصالح مقدماتی طرح نماید گرچه می‌داند که تحت اثر بار کاربردی مقادیر تنش را در پیچ‌های مختلف نمی‌داند ولی مطمئن است که در برابر خرابی اتصال ضریب اطمینان قابل قبولی را رعایت کرده است

#### ۴ - ۶ = اتصالات برشی

در ضوابط AISC دو نوع اتصال در نظر گرفته شده است. یکی اتصال اصطکاکی<sup>(۲)</sup> و دیگری اتصال برشی<sup>(۳)</sup> (و یا معمولی)، نوع اول زمانی بکار خواهد رفت که تحت اثر بار کاربردی هیچ نوع لغزشی برای اتصال مطلوب نباشد و نوع دوم زمانی بکار گرفته می‌شود که جلوگیری از لغزش تحت اثر بار وارده لازم نباشد. در اتصالات اصطکاکی علاوه بر مقاومت قابل قبول اتصال می‌بایستی شرایط و پیش‌بینی‌های لازم بمنظور جلوگیری از لغزش اتصال در نظر گرفته شود ولی در اتصال معمولی تنها مقاومت قابل قبول اتصال لازمه، طرح است اگر از پیچ‌های با مقاومت بالا در اتصالی استفاده کرده باشیم برطبق AISC می‌بایستی بدون توجه به نوع اتصال مورد نیاز، پیش تنیدگی لازم را در پیچ‌ها ایجاد کنیم. در یک چنین حالتی عملکرد اتصال تحت اثر بار کاربردی عملاً "یکسان بوده و بصورت اصطکاکی خواهد بود و تنها اختلاف موجود بین دو نوع اتصال فوق با پیچ‌های مقاومت بالا در ضریب اطمینان موجود در برابر لغزش صفحات خواهد بود. در بند ۴ - ۷ به تفصیل درباره اتصالات اصطکاکی بحث شده است

(1) service load

(2) friction type

(3) bearing type

در اتصالات معمولی (یا برشی) الزامی جهت مقاومت در برابر لغزش قطعات حین وارد آمدن بارهای تافقی وجود ندارد. تحت یک چنین لغزشی صفحات نسبت به هم لغزیده و سبب می شوند که تنه پیچ در تماس مستقیم با جدار درونی سوراخ صفحات قرار گیرد. پس از آن لغزش، انتقال بار از صفحه‌های به صفحه‌های دیگر تحت مجموع دو حالت اصطکاک و برش انجام خواهد گرفت. تا زمانی که نوع بارهای وارد بر اتصال از نوع بار ایستا باشد و بار وارده تغییر جهت ندهد یک چنان لغزشی فقط یکبار اتفاق خواهد افتاد و بعد از آن لغزش عملاً پیچ از طریق تماس مستقیم جانبی خود با سوراخ صفحات به انتقال نیرو خواهد پرداخت.

#### مقاومت برشی

در حالت کلی تنش برشی اسمی، مجاز  $F_v$  چه برای اتصالات اصطکاکی و چه برای اتصالات معمولی با رابطه زیر بیان میشود:

$$F_v = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \times (F_v \text{ مینا}) \quad (4-4)$$

درین رابطه  $\beta_1$ ،  $\beta_2$  و  $\beta_3$  ضرایب مربوط به کارایی اتصال در حالت اصطکاکی می‌باشند. مقدار  $F_v$  مینا برای پیچ‌های A325 در اتصالات معمولی بر طبق AISC برابر ۲۰۵۰ بار و برای پیچ‌های A490 برابر با ۲۷۵۰ بار تعیین شده است. البته مقادیر فوق برای زمانی است که سطح برشی در قسمت بدون دندانه پیچ قرار گیرد (سطح مقطع A<sub>b</sub> باشد) و در صورتی که سطح برشی در قسمت دندانه‌دار پیچ واقع شود، سطح مقطع محاسباتی A<sub>s</sub> (سطح تحت کشش پیچ) خواهد بود و چون مقدار A<sub>s</sub> بطور تقریبی برابر با 0/7A<sub>b</sub> می‌باشد و بهتر است در محاسبات بجای A<sub>s</sub> مقدار A<sub>b</sub> را بکار بریم لذا مقدار  $F_v$  مینا درین حالت برای پیچ‌های A325 برابر با (۱۵۰۰ بار یا ۰/۷×۲۰۵۰) و برای پیچ‌های A490 ۱۹۳۰ بار در نظر گرفته میشود (سطح مقطع محاسباتی همان A<sub>b</sub> خواهد بود).

در اتصالات معمولی چون لغزش قطعات مجاز می‌باشد لذا مقادیر عددی  $\beta_1$ ،  $\beta_2$  و  $\beta_3$  برابر با ۱/۰ در نظر گرفته میشود. مقادیر  $\beta_1$ ،  $\beta_2$  و  $\beta_3$  را برای اتصالات اصطکاکی در بند ۴-۷ معین خواهیم کرد.

ضریب اطمینان ۲/۰ برای اتصالات معمولی کوتاه تا طول ۱۲۵ سانتیمتر توصیه شده است هرگاه طول اتصال بیش از ۱۲۵ سانتیمتر گردد، بر طبق AISC مقدار مجاز برشی را می‌بایستی بمیزان ۲۰ درصد تقلیل داد. غرض از طول اتصال فاصله بین اولین و آخرین پیچ در روی خط تأثیر نیرو می‌باشد. در جدول (۴-۶) مقادیر تنش‌های مجاز ذکر گردیده است.

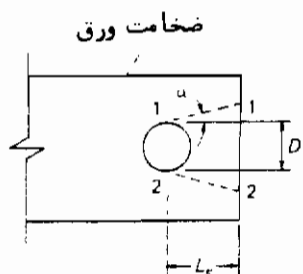
لهیدگی سوراخ‌ها در برابر فشار پیچ‌ها (۱)

هرگاه بخواهیم از خرابی اتصال جلوگیری کنیم علاوه بر کنترل تنش‌کشی در سطح مقطع خالص قطعه و کنترل ظرفیت برشی پیچ و پرچ باید لهیدگی جدار سوراخ در برابر فشار وارده از طریق پیچ نیز کنترل شود.

با اولین لغزش اتصال، تنه پیچ در تماس مستقیم با جدار سوراخ ورق قرار می‌گیرد و در صورتی که مقاومت ورق جهت مقابله با فشار وارده کافی نباشد پیچ سوراخ ورق را گشاد کرده و همانگونه که در شکل (۴-۹ ب و د) نشان داده شده است سب پارگی ورق میشود.

فاصله پیچ تا انتهای اتصال را میتوان از تساوی نیروی وارده از طریق آخرین پیچ با مقاومت برشی ورق محاسبه نمود. با توجه به شکل (۴-۱۰ مکرر) پارگی ورق اتصال در امتداد خطوط 1-1 و 2-2 اتفاق خواهد افتاد و بمنظور این‌تر نمودن محاسبات می‌توان مقدار  $\alpha$  را برابر صفر گرفت لذا درین حالت خواهیم داشت:

$$P = 2t \left( L_e - \frac{D}{2} \right) \tau_u^P \quad (4-4)$$



تنش له شدن  $\epsilon = \frac{P}{D}$

مقاومت گسیختگی ورق  $F_u$

شکل (۴-۱۰ مکرر) - تعیین فاصله آخرین پیچ تا انتهای اتصال

درین رابطه  $\tau_u^P$  مقاومت نهایی برشی ورق اتصال می‌باشد که می‌توان مقدار آنرا  $0.7 F_u$  گرفت. بدین ترتیب خواهیم داشت

$$P = 2t \left( L_e - \frac{D}{2} \right) (0.7 F_u) \quad (4-5)$$

بار وارده از طریق پیچ بر حسب  $f_p$  (تنش فشاری بین قطعه و پیچ) خواهد شد (رابطه ۳-۴)

$$P = f_p D t \quad (4-6)$$

(1) bearing strength

از تساوی معادلات (۴-۵) و (۴-۶) خواهیم داشت.

$$f_p D t \leq 2t \left( Le - \frac{D}{2} \right) (0.7 F_u) \quad (4-7)$$

اگر قرار باشد که پارگی سوراخ اتفاق نیافتد لازمست که  $\frac{Le}{D}$  در رابطه زیر صدق کند.

$$\frac{Le}{D} \geq \left( 0.5 + 0.714 \frac{f_p}{F_u} \right) \quad (4-8)$$

رابطه (۴-۸) را می‌توان به صورت تقریبی با رابطه ساده زیر نشان داد:

$$\frac{Le}{D} \geq \frac{f_p}{F_u} \quad (4-9)$$

چون در طرح اتصالات ضریب اطمینانی حداقل برابر با ۲/۰ در نظر گرفته می‌شود لذا در دور رابطه (۴-۸) و (۴-۹) بجای  $f_p$  می‌توان  $2f_p$  قرار داد و روابط زیر را بدست آورد:

$$\frac{Le}{D} \geq \left( 0.5 + 1.43 \frac{f_p}{F_u} \right) \quad (4-10)$$

$$\frac{Le}{D} \geq \frac{2f_p}{F_u} \quad (4-11)$$

چون  $f_p = \frac{P}{Dt}$  می‌باشد لذا مقدار حداقل  $Le$  خواهد شد:

$$Le \geq \frac{2P}{F_u t} \quad (4-12)$$

درین رابطه  $Le$  بیان کننده فاصله حداقل بین مرکز آخرین پیچ تالیه ورق و پایبان کننده فاصله حداقل بین مراکز دو پیچ می‌باشد. درین حالت این فواصل در امتداد اثر نیرو اندازه‌گیری می‌شوند.

جدول ۴ - ۴ = فاصله حداقل مرکز پیچ از لبه ورق

هرگاه لبه ورق نورد شده و یا با شعله بریده شود*	هرگاه لبه ورق باقیچی بریده شود	قطراسمی پیچ یا پرچ بر حسب	
		in	d mm
۱۹ mm	۲۲ mm	$\frac{1}{2}$	۱۳
۲۲	۲۹	$\frac{5}{8}$	۱۶
۲۵	۳۲	$\frac{3}{4}$	۱۹
۲۹	۳۹	$\frac{7}{8}$	۲۲
۳۲	۴۴	۱	۲۵
۳۸	۵۱	$1 \frac{1}{8}$	۲۹
۴۱	۵۷	$1 \frac{1}{4}$	۳۲
$1/25d$	$1/25d$	$> 1 \frac{1}{4}$	$> 32$

آزمایشات نشان می‌دهد که هرگاه  $\frac{Le}{d} < 3$  باشد در صورت احتمال خرابی اتصال این خرابی با پارگی سوراخ شروع می‌شود و درحالی که اگر  $\frac{Le}{d} > 3$  باشد سوراخ پیچ یا پرچ تغییر شکل داده و دراز می‌شود، برطبق ضوابط AISC به منظور جلوگیری از تغییر شکل سوراخ می‌بایستی:

$$f_p \leq 1.5F_u \quad (4-13)$$

\* هرگاه تنش از ۲۵ درصد حداکثر تنش مجاز تجاوز نکند این مقادیر را می‌توان به میزان ۳ میلیمتر تقلیل داد.

باشد. در چنین حالتی  $\frac{L_e}{D} = 2/65$  خواهد شد. برطبق همین ضوابط حداقل فاصله مرکز به مرکز دو سوراخ تا لبه ورق از جدول (۴-۴) استخراج می‌گردد و فاصله مرکز سوراخ نیابستی از  $\frac{2}{3}$  قطر پیچ کمتر باشد ولی بدیهی است که امکان دارد مقادیر حداقل ذکر شده توسط از مقدار لازم محاسباتی (از طریق رابطه ۴-۱۲) کمتر شود.

مثال ۴-۱

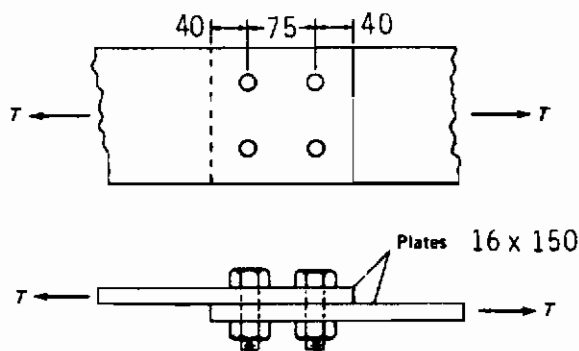
هرگاه در اتصال شکل (۴-۱۱) از پیچ‌های A325 به قطر  $\frac{Y}{8}$  اینچ به صورت برشی استفاده شده باشد مطلوبست تعیین ظرفیت کششی اتصال در دو حالت زیر:

الف - صفحه برش بر قسمت دندان‌دار پیچ می‌گذرد.

ب - صفحه برش بر قسمت دندان‌دار پیچ نمی‌گذرد.

حل:

۱ - هرگاه صفحه برش بر قسمت دندان‌دار پیچ بگذرد ابتدا ظرفیت کششی ورق‌ها را محاسبه می‌کنیم.



شکل (۴-۱۱)

$$A_n = \left[ 150 - 2 \left( \frac{Y}{8} \times 2/52 + 0/3 \right) \right] \times 1/6 = 150/93 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 150 \times 1/6 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_n = 150/93 \text{ cm}^2$$

$$T = 0/6 F_y A_g = 1400 \times 24 = 336 \text{ KN}$$

$$T = 0/5 F_u A_u = 1850 \times 150/93 = 295 \text{ KN}$$

که مقدار  $T = 29/5 \text{ LN}$  تعیین کننده ظرفیت کششی تسمه می‌باشد.

انتقال نیرو در اتصال از طریق نیروی مقاوم برشی پیچ‌ها خواهد بود و می‌توان سطح تماس دوتسمه را به عنوان صفحه برش در اتصال دانست و با توجه به شکل معلوم می‌شود که فقط یک سطح برش نیز وجود دارد.

ظرفیت مجاز هر پیچ A325 هرگاه سطح برش بر قسمت دندانه‌دار پیچ بگذرد، با توجه به جدول (۴-۷) برابر است با:

$$R_{SS} = F_v A = \left(1500 \frac{Y}{A} \times 2/54\right)^2 = 5820 \text{ daN}$$

ظرفیت برش کلیه پیچ‌ها در اتصال خواهد شد.

$$T = 4R_{SS} = 4 \times 5820 = 2328 \text{ KN}$$

می‌بایستی ظرفیت باربری اتصال را با توجه به امکان له شدن فولاد جدار سوراخها نیز معین کنیم. با توجه به ضوابط AISC تنش مجاز تحمل فولاد در برابر فشار حاصل از پیچ و پرچها (۱) بر جدار سوراخهای آنها خواهد شد.

$$F_p = 1.5F_u = 1/5 (3700) = 5550 \text{ daN}$$

ظرفیت مجاز تحمل فولاد در برابر له شدن جدار سوراخهای پیچ و پرچ بازا، هر پیچ خواهد شد.

$$R_B = F_p D t = 5550 \left(\frac{Y}{A} \times 2/54\right) 1/6 = 197/4 \text{ KN}$$

چون  $R_B > R_{SS}$  می‌باشد لذا کنترل قطعه با  $R_{SS}$  صحیح خواهد بود. فاصله مرکز سوراخ پیچ از جدار ورق می‌بایستی در رابطه زیر صدق کند.

$$L_e \geq \left[ \left( \frac{2P}{F_{ut}} = \frac{2 \times 5820}{3700 \times 1/6} = 2/0 \text{ cm} \right) \right]$$

بر طبق ضوابط مندرج در جدول (۴-۵) مقدار حداقل فوق برای لبه‌های قیچی شده برابر با ۳۹ میلی‌متر در نظر گرفته شده که بدلیل بزرگتر بودن این مقدار از ۲/۰ سانتی‌متر محاسباتی، آنرا بر خواهیم گزید.

واضح است که ظرفیت کششی قطعه درین حالت به دلیل پایین بودن ظرفیت مجاز برشی پیچ‌ها برابر با ۲۳۲۸ KN تعیین خواهد شد.

۲- اگر سطح برش بر قسمت دندانه‌دار پیچ بگذرد، تنش مجاز برشی پیچ  $F_v = 2050 \text{ bar}$  خواهد شد که درین حالت داریم:

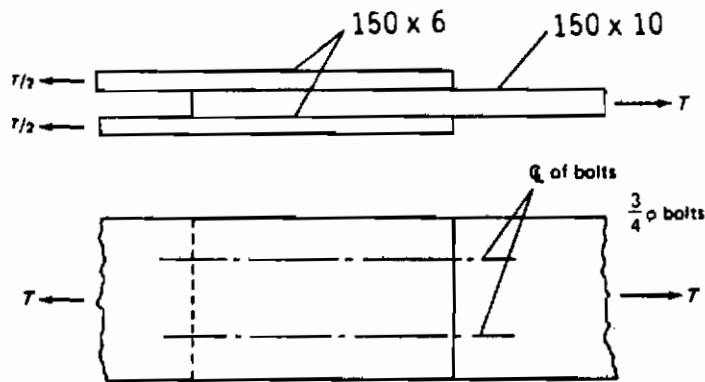


$$4R_{ss} = 2 \left[ 2050 \left( \frac{Y}{\lambda} \times 2/54 \right)^2 \frac{\pi}{4} \right] = 3/8 \quad \text{kN}$$

از آنجایی که این مقدار از ظرفیت کششی تسمه بیشتر می‌باشد لذا تعیین کننده ظرفیت باربری اتصال، همان ظرفیت کششی تسمه خواهد بود.

مثال ۲-۲ =

هر گاه در تسمه، شکل (۴-۱۲) از پیچ‌های A325 به قطر  $\frac{3}{4}$  اینچ استفاده شده باشد مطلوبست تعیین تعداد پیچ‌های مورد لزوم جهت ایجاد تأمین باربری کامل قطعه. سطوح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ واقع شده و احتمال به‌صورت برشی طرح خواهد شد.



شکل (۴-۱۲)

حل:

با قدری توجه معلوم می‌شود که در هر صورت سطح مقطع برابر تسمه میانی کمتر از مجموع سطوح برابر دو تسمه بیرونی است. لذا فقط کافی است که ظرفیت باربری تسمه میانی کنترل شود.

$$A_n = \left[ 15 - 2 \left( \frac{r}{4} \times 2/54 + 0/3 \right) \right] \times 1/0 = 10/6 \quad \text{cm}^2$$

$$A_e = A_n = 10/6 \quad \text{cm}^2$$

$$T = 0/6 F_y A_g = 1400 (15 \times 1) = 210 \quad \text{kN}$$

$$T = 0/5 F_u A_e = 1850 (10/6) = 196/1 \quad \text{kN}$$

لذا ظرفیت کششی تسمه برابر با ۱۹۶/۱ kN خواهد بود.

درین حالت انتقال نیرو از دو تسمه بیرونی به یک تسمه میانی از طریق ظرفیت برشی پیچ‌ها که تحت اثر دو سطح برش قرار دارند (دو سطح تماس بین صفحات وجود دارد) انجام می‌گیرد، پس ظرفیت مجاز برشی یک پیچ با دو سطح برش خواهد شد:

$$R_{Ds} = 2 \left( \frac{3}{4} \times 2/54 \right)^2 \frac{\pi}{4} \times 2050 = 116/9 \quad \text{KN}$$

ظرفیت مجاز هر پیچ در برابر لهیدگی فولاد جدار پیچ خواهد شد:

$$R_B = F_p D t = 1.5 F_u D t = 1/5 (2700) \left( \frac{3}{4} \times 2/54 \right) \times 1 = 105/7 \text{ KN}$$

$$\text{تعداد پیچ‌ها} = \frac{116/9}{105/7} = 1/9$$

تعداد دو پیچ  $\frac{3}{4}$  اینچ از نوع A325 انتخاب می‌شود.  
فاصله پیچ تالپورق خواهد شد.

$$L_e \gg \frac{2P}{F_{ut}} \quad L_e \leq \left[ \frac{2 \times \frac{19610}{2}}{2700 \times 1} = 5/3 \right] \text{ Cm}$$

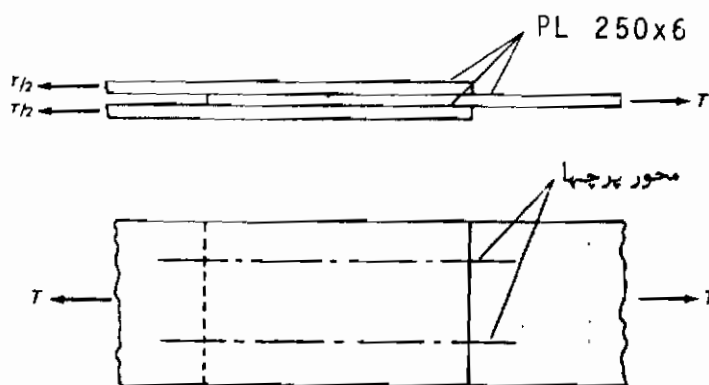
جدول (۴ - ۴) برای ورق قچی شده ۳۲ میلیمتر معین می‌کند که کمتر از این مقدار است لذا ملاک ۵/۳ سانتیمتر خواهد بود.

مثال ۴ - ۳ =

با توجه به شکل (۴ - ۱۳) هرگاه از دو ردیف پیچ  $\frac{3}{4}$  اینچ از نوع A325 به صورت برشی به نحوی که سطح برش اتصال خارج از قسمت دندان‌دار پیچ‌ها قرار گیرد استفاده شده باشد و غرض تعیین تعداد پیچ‌ها به نحوی باشد که از ظرفیت کامل کششی قطعه استفاده شود مطلوبست تعیین تعداد پیچ‌های مصرفی.

حل -

در این مثال صفحه میانی تعیین کننده ظرفیت کششی قطعه خواهد بود.



شکل (۴-۱۳)

$$A_n = \left[ 25 - 2 \left( \frac{3}{4} \times 2/54 + 0/3 \right) \right] \times 0/6 = 12/35 \quad \text{cm}^2$$

$$A_e = A_n = 12/35 \quad \text{cm}^2$$

$$T = 0.6 F_y A_g = 1400 \times 15 = 210 \quad \text{kN}$$

$$T = 0.5 F_u A_e = 1850 \times 12/35 = 228/5 \quad \text{kN}$$

لذا ظرفیت کششی تسمه ۲۱۰ kN خواهد بود.  
با در نظر گرفتن مفروضات مسئله ظرفیت برشی یک پیچ خواهد بود:

$$R_{Ds} = 2 \times 2050 \left( \frac{3}{4} \times 2/54 \right)^2 \frac{\pi}{4} = 116/86 \quad \text{kN}$$

و ظرفیت باربری مجاز یک پیچ باید در نظر گرفتن لمبیدگی جدار سوراخ خواهد شد.

$$R_B = 1.5 F_u D t = 1/5 \times 3700 \left( \frac{3}{4} \times 2/54 \right) \times 0/6 = 63/4 \quad \text{kN}$$

تعداد پیچهای مورد نیاز خواهد شد.

$$n = \frac{T}{R_{Ds}} = \frac{210}{63/4} = 3/31$$

لذا چهار پیچ  $\frac{3}{4}$  اینچ از نوع A325 انتخاب خواهد شد .  
فاصله سوراخ تا کنار لبه ورق خواهد شد .

$$Le \geq \frac{2P}{F_{ut}} \quad Le \geq \left[ \frac{2 \times \frac{2100}{4}}{2700 \times 0.6} = 4/22 \right] \text{ cm}$$

جدول (۴-۴) مقدار فاصله سوراخ تا لبه ورق را برابر با ۲۲ میلی‌متر معین می‌کند که از مقدار محاسباتی کمتر است لذا ملاک انتخاب، مقدار محاسباتی خواهد بود و لذا  $Le = 50\text{mm}$  انتخاب می‌شود .

#### نکات مهم در طرح اتصالات پیچی قطعات کششی و فشاری

نکاتی که در یک طرح پسندیده می‌بایستی رعایت شود عبارتست از :

- ۱- انتخاب سطح مقطع خالص و ناخالص مناسب برای قطعه کششی (به فصل سوم مراجعه شود) .
- ۲- انتخاب سطح مقطع ناخالص مناسب برای قطعه فشاری (به فصل ششم مراجعه شود) .
- ۳- انتخاب تعداد مناسب پیچ به‌منظور تأمین ظرفیت برشی کافی برای اتصال .
- ۴- انتخاب تعداد پیچ مناسب و ضخامت کافی ورق به‌منظور جلوگیری از لهیدگی جدار سوراخ‌های پیچ در اتصال (عموماً رعایت یک چنین نکته‌ای در اتصالات برشی الزامی خواهد بود) .
- ۵- انتخاب فاصله مناسب از سوراخ تا لبه ورق تا حدی که از پاره شدن فولاد جلوگیری شود (جدول (۴-۴) )
- ۶- رعایت فاصله حداکثر مجاز سوراخ پیچ تا لبه ورق (که نباید از ۱۲ برابر ضخامت ورق یا ۱۵ سانتیمتر بیشتر شود) تا از تغییر شکل منحنی وار ورق جلوگیری شود .
- ۷- انتخاب فاصله‌ای معقول بین پیچ‌ها به نحویکه اولاً " فولاد ورق در حد فاصل پیچ‌ها تحت اثر برش پاره نشده و ثانیاً " بتوان با سهولت لازم به سفت نمودن پیچ‌ها پرداخت برطبق ضوابط فاصله مرکز به مرکز پیچ‌ها نباید از  $\frac{2}{3}$  قطر پیچ کمتر شود . در عمل برای پیچ‌های  $\frac{3}{4}$  اینچ و  $\frac{7}{8}$  اینچ فاصله‌ای برابر با ۷۵ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود .
- ۸- از طرح اتصال طول خودداری کرده و تا حد امکان از اتصالات متمرکز استفاده نمود،

یک چنین اتصالاتی زمانی بوجود خواهد آمد که موصل پیچها چپه صورت طولی و چپه صورت عرضی در حدود ۵ برابر قطر پیچ بوده و طول اتصال در راستای اثر نیرو از پنج فاصله پیچ بیشتر نباشد.

#### ۴ - ۷ = اتصالات اصطکاکی

هر گاه غرض اتصال قطعات فولادی بیکدیگر بدون کوچکترین لغزشی باشد از اتصالات اصطکاکی استفاده می شود. همانگونه که در شکل (۴ - ۸) نشان داده شده است، نیروی پیش تنیدگی پیچها که برابر با  $T$  می باشد سبب فشرده شدن قطعات بیکدیگر با نیرویی برابر با  $T$  می گردد یک چنین نیرویی بعلت ایجاد نیروی اصطکاکی معادل با  $T$  خواهد شد که  $\mu$  را ضریب اصطکاک می گویند.

مقدار ضریب اصطکاک (۱) بستگی به وضعیت سطوح قطعات تشکیل دهنده اتصال دارد، عواملی نظیر آغشته بودن سطوح به روغن، روغن و یا زنگ زده بودن سطوح و غیره در مقدار  $\mu$  دخالت دارد.

آزمایشات متعدد عملی به منظور تعیین مقدار  $\mu$  انجام گرفته و در این آزمایشات آنقدر نیروی کششی قطعات را افزایش داده اند که سبب لغزش قطعات نسبت به یکدیگر شده اند. نتایج آزمایشات انجام شده نشان می دهد که مقدار  $\mu$  بر حسب شرایط سطوح در تماس فولادی از ۰/۲ تا ۰/۶ متغیر می باشد.

بر طبق نتایج آزمایشات هر گاه مقدار  $\mu = 0.34$  گرفته نشود اطمینان لازم وجود خواهد داشت با یک چنین مقداری اگر نیروی پیش تنیدگی در پیچ را مساوی  $0.8F_yA$  فرض کنیم نیروی اصطکاک ایجاد شده برابر با  $0.272F_yA$  خواهد شد.

برای پیچهای A325 و A490 یک چنین نیروی اصطکاکی به ترتیب معادل با ایجاد:

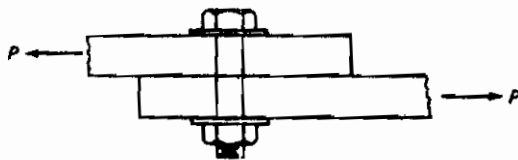
$$0.272 \times 5580 = 1520 \text{ bar}$$

$$0.272 \times 7930 = 2160 \text{ bar}$$

تنش برشی خواهد بود.

مثال ۴-۴ =

هر گاه در اتصال شکل (۴-۱۴) از یک پیچ A325 به قطر  $\frac{Y}{8}$  اینچ استفاده شده باشد و ضریب اصطکاک صفحات فولادی را  $\mu = 0.34$  (مقداری که برای صفحات فولادی تمیز شده از پوسته کارخانه در نظر گرفته می‌شود) بگیریم مطلوبست تعیین نیرویی که سبب لغزش فولادها بر رویهم خواهد شد. پس از محاسبه این نیرو، تنش برشی معادل پیچ را محاسبه کنید.



شکل (۴-۱۴)

حل :

با استفاده از جدول (۴-۲) نیروی پیش تنیدگی پیچ  $\frac{Y}{8}$  اینچ از نوع A325 برابر خواهد بود با :

$$T = 172 \quad \text{kN}$$

$$P = \mu T = 0.34 \times 172 = 58.82 \quad \text{daN}$$

تنش برشی معادل در پیچ خواهد شد :

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{58.82}{\left(\frac{Y}{8} \times 2.54\right)^2 \frac{\pi}{4}} = 1516 \quad \text{bar}$$

در جدول (۴-۶) تنش برشی مجاز برای پیچ‌های A325 در اتصال اصطکاکی برابر با ۱۲۰۰ بار تعیین شده که دارای ضریب اطمینان کافی می‌باشد.

$$FS = \frac{1516}{1200} = 1.26 \quad (\text{ضریب اطمینان})$$

با توجه به توضیحات فوق مقدار ضریب اطمینان برای پیچ‌های A325 ، A490 از جدول زیر معین می‌شود .

جدول ۴ - ۵ = ضرایب اطمینان اتصالات اصطکاکی در برابر لغزش

ضریب اطمینان در برابر لغزش		سطح مقطع cm <sup>2</sup>	قطر پیچ‌های مقاومت بالا
A490	A325		
۱/۲۱	۱/۲۰	۱/۹۸	۵/۸ in میلی متر ۱۶ ≈
۱/۲۲	۱/۲۳	۲/۸۵	۱۹ " ۳/۴ "
۱/۲۶	۱/۲۶	۳/۸۸	۲۲ " ۷/۸ "
۱/۲۶	۱/۲۶	۵/۰۷	۲۵ " ۱ "
۱/۲۴	۱/۰۹	۶/۴۱	۲۹ " ۱ ۱/۸ "
۱/۲۸	۱/۱۲	۷/۹۲	۳۲ " ۱ ۱/۴ "

اگر بار وارده بر اتصال باری ایستا باشد ، ضرایب اطمینانی که بر طبق جدول (۴ - ۵) معین می‌شود بیان کننده مقاومت اتصال در برابر لغزشی است که احتمالاً در اثر باد یا زلزله یک یا چند بار در طی عمر ساختمان ایجاد خواهد شد و چون یک چنین باری سبب خستگی نمی‌شود لذا ضرایب اطمینانی برابر ۱/۲ نیز می‌تواند قابل قبول باشد .

همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد تنش برشی مجاز اتصالات اصطکاکی و برشی را می‌توان با رابطه (۴ - ۴) نشان داد ، تنش‌های مجاز برشی جهت اتصالات برشی که در جدول (۴ - ۶) ذکر شده است بیان کننده مقادیر " F<sub>v</sub> پایه " می‌باشد که عملاً دارای ضریب اطمینانی حداقل برابر با ۲ است .

اگر غرض بررسی اتصالات اصطکاکی باشد مقادیر  $\beta$  را می‌بایستی در محاسبات ملحوظ داشت ، درین حالت  $\beta_1$  ضریب بیان کننده احتمال لغزش  $\beta_2$  ضریب مربوط به بیان وضعیت

نصب پیچ،  $\beta_3$  ضریب ساخت یا ضریب اندازه و شکل سوراخ خواهد بود. در مطالعاتی که آقایان فیشر و استرویک<sup>(۱)</sup> انجام داده‌اند (۸) به این نتیجه رسیده‌اند که مقدار ضریب  $\beta$  را برای پیچ‌های A325 و A490 می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$\beta_1 = 0/59 \quad \text{اگر احتمال لغزش اتصال برابر با ۵ درصد باشد}$$

$$\beta_1 = 0/68 \quad \text{اگر احتمال لغزش اتصال برابر با ۱۰ درصد باشد}$$

همین آقایان در کتاب خود (۸) مقدار  $\beta_2$  را برای روش "پیچانیدن مهره" برابر با ۱ و در روش پیچانیدن مهره توسط آچارهای مخصوص برابر با ۰/۸۵ معین کرده‌اند که خود نشان دهنده قابل اطمینان بودن روش "پیچانیدن مهره" است. برای روش سوم که در آن از واشر مخصوص استفاده می‌شود مقداری معین نشده است ولی واضح است که روش سوم از اطمینان بالایی برخوردار بوده و می‌توان مقدار  $\beta_2$  را برای آن برابر با یک گرفت. مقدار  $\beta_3$  نیز برای سوراخ‌های متعارف در کتاب راهنمای (۸) برابر با ۱/۰ و برای سوراخهای بزرگ و کشیده برابر با ۰/۸۵ تعیین شده است. هر گاه از رابطه (۴ - ۴) برای تعیین تنش برشی مجاز  $F_v$  پیچ‌های A325 استفاده کنیم با فرض تمیز بودن سطوح اتصال ورق‌ها و بکار بردن احتمال لغزشی برابر با ۱۰٪ برای اتصال خواهیم داشت:

$$F_v = \beta_1 \beta_2 \beta_3 (F_v) = 0/68 \times 0/85 \times 1 \times 2050 = 1185 \text{ bar}$$

در آئین نامه AISC تنش مجاز برشی برای اتصال اصطکاکی برابر ۱۲۰۰ بار بیان شده که در محاسبه  $T_n$  از احتمال لغزشی برابر با ۱۰ درصد ( $\beta_1 = 0/68$ ) استفاده شده و روش پیچانیدن مهره توسط آچارهای مخصوص ( $\beta_2 = 0/85$ ) ملاک محاسبه بوده است. مقدار " $F_v$  پایه" نیز برابر با ۲۰۵۰ بار گرفته شده است. دیده می‌شود که ۱۱۸۵ بار حدوداً همان تنش مجاز مذکور در ضوابط AISC یعنی ۱۲۰۰ بار می‌باشد. می‌بایستی اضافه نمود که عملاً مقاومت اتصال بعد از ایجاد لغزش در اتصال اصطکاکی

(1) Fisher, Struik



می‌بایستی در حدود دو برابر مقاومتی باشد که در صورت برشی بودن اتصال، از آن انتظار می‌رفت ( یعنی با  $2/0$  ضریب اطمینان) بدین جهت ظرفیت یک پیچ در اتصال اصطکاکی هرگز بیشتر از ظرفیت آن پیچ در اتصال برشی نخواهد بود. این مطلب را می‌توان با توجه به این که هرگز حاصلضرب  $\beta_1 \beta_2 \beta_3$  نمی‌تواند بیش از واحد باشد براحتی درک نمود.

مثال ۴ - ۵ =

مطلوبست بررسی اتصال مربوط به مثال (۴ - ۱) در حالت اصطکاکی، قطر پیچ‌ها  $\frac{Y}{8}$  اینچ و نوع پیچ‌ها A325 فرض شده است.  
حل:

ظرفیت کششی ورق در مثال (۴ - ۱) برابر با  $T = 295 \text{ kN}$  معین شده است، در جدول (۴ - ۶) تنش مجاز برشی در اتصال اصطکاکی برابر با  $1200$  بار معین شده است لذا:

$$R_{SS} = F_v A_b = 1200 \left( \frac{Y}{8} \times 2/54 \right)^2 \frac{\pi}{4} = 4655 \text{ daN}$$

$$T = 4R_{SS} = 4 \times 4655 = 18620 \text{ kN}$$

(ظرفیت برشی پیچ‌ها بصورت اصطکاکی)

دیده می‌شود که درین حالت نیز ظرفیت کششی قطعه را ظرفیت برشی پیچ‌ها معین می‌کند. در این حالت سطوح در تماس صفحات فولادی عاری از پوسته و زنگ فولاد و بدون رنگ فرض شده است. بدیهی است که ضوابط مربوط به فواصل سوراخها از یکدیگر و یا فواصل پیچ‌ها از لبه‌های ورق‌های فولادی برای هر دو نوع اتصال برشی و اصطکاکی صادق خواهد بود.

مثال ۴ - ۶ =

مطلوبست طرح اتصال مربوط به شکل (۴ - ۱۲) به صورت اصطکاکی، درین حالت نوزاد پیچ‌هایی به قطر  $\frac{Y}{4}$  اینچ از نوع A325 استفاده خواهد شد (سطح برش بر قسمت دندان‌دار پیچ نخواهد گذشت).

حل:

در مثال (۴ - ۲) ظرفیت کششی تسمه‌های موجود در قطعه برابر با  $196/1 \text{ kN}$  معین شد. ظرفیت مجاز برشی پیچ‌ها در اتصال اصطکاکی اگر دو سطح برش در اتصال وجود داشته

باشد خواهد شد (جدول ۴-۶)

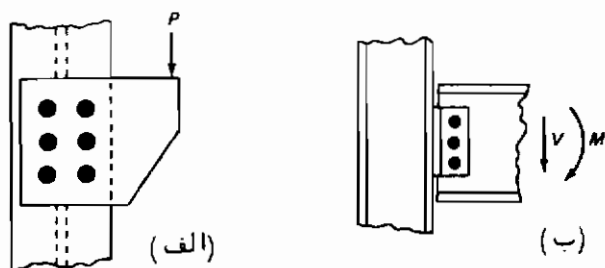
$$R_{D_s} = F_v A_b = 12000 (2) \left(\frac{3}{4} \times 2/54\right)^2 \frac{\pi}{4} = 68/4 \quad \text{kN}$$

$$(\text{تعداد پیچ‌ها}) = \frac{196/1}{68/4} = 2/85 \quad n = 4$$

ظرفیت مجاز در برابر لهیدگی فولاد جدار پیچ‌ها کنترل نخواهد شد. فواصل سوراخ‌های پیچ تا جدار ورق‌ها براساس ضوابط معین میگردد.

۴-۸ = برش با خروج از مرکزیت (۱)

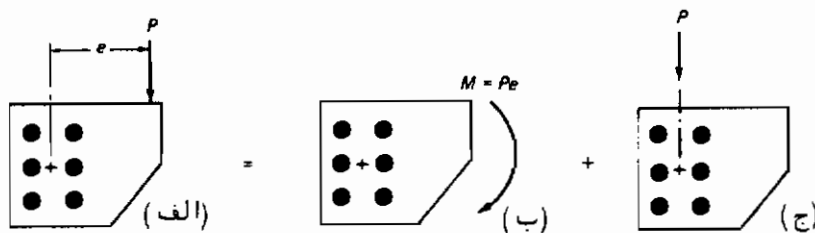
هرگاه بار P بنحوی اثر کند که راستای اثر آن از مرکز ثقل مجموعه پیچ‌ها نگذرد (شکل ۴-۱۵) و مقدار خروج از مرکزیت نیروی p برابر با e باشد (شکل ۴-۱۶) در این صورت می‌توان یک چنین نیرویی را معادل مجموع یک نیرو که از مرکز مجموعه پیچ‌ها میگذرد و یک لنگر که برابر با Pe می‌باشد، گرفت. چون هم نیرو و هم لنگر (نیرو) هر دو سبب برش در پیچ‌ها می‌گردند لذا یک چنین وضعیت اثر نیرویی را برش با خروج از مرکزیت می‌گویند.



شکل (۴-۱۵) نمونه‌ای از اتصالات با خروج از مرکزیت

در سالهای اخیر چندین کار تحقیقاتی مفید به منظور تعیین مقاومت یک چنین اتصالاتی انجام گرفته است، در حال حاضر سه روش کلی جهت بررسی این نوع اتصالات به شرح زیر در دسترس محاسبین قرار دارد:

(۱) تحلیل بروش قدیمی ارتجاعی: که در آن از اصطکاک بین صفحات صرف نظر شده و صفحات اتصال را کاملاً "صلب و پیچ‌های اتصال را ارتجاعی فرض می‌کنند (۲) تحلیل بروش



شکل (۴ - ۱۶) ترکیبی از لنگر و برش مستقیم

ارتجاعی تصحیح شده: که بر اساس آزمایشات تجربی مقدار خروج از مرکزیت ظاهری را تقلیل می دهند ولی فرضیات محاسبات همان فرضیات قبول شده در روش (۱) می باشد. (۳) تحلیل به روش مقاومت نهایی (تحلیل خمیری (۱))؛ که در بین روش فرض می شود جمع پیچ های اتصال حول یک مرکز آنی دوران آ می چرخد و تغییر شکل در هر پیچ متناسب با فاصله آن پیچ از آن مرکز می باشد.

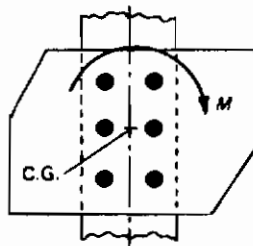
از آنجائی که در ضوابط طراحی سازه های فولادی روش تحلیل ارائه نمی شود و فقط ظرفیت مجاز هر پیچ داده می شود لذا هر طراحی می تواند متناسب با سلیقه خود هر یک از روش های محاسباتی فوق الذکر را انتخاب نماید. در صفحات بعد این فصل ما نیز به شرح هر یک از سه روش فوق خواهیم پرداخت.

#### تحلیل به روش ارتجاعی قدیمی

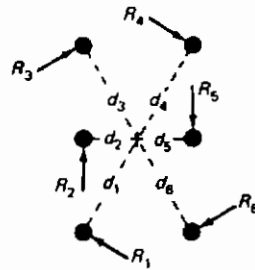
سالهای متعددیست که مجموعه پیچ های تحت اثر برش های با خروج از مرکزیت به مانند سطح مقطعی ارتجاعی که تحت اثر توأم برش و پیچش قرار دارد محاسبه می شوند: نیروهای وارده سبب تنش برشی در پیچ ها می شوند که در حقیقت تنش های واقعی نمی باشند زیرا که عملاً بارهای وارده توسط نیروی اصطکاک بین قطعات تحمل می شود. دلیل عمده ای که سبب کاربرد این روش می گردد استفاده از اصول اولیه مقاومت مصالح در تعیین تنش هاست و علاوه بر آن این روش را می توان روش محافظه کارانه ای نیز دانست.

(1) plastic analysis

(2) instantaneous centre of rotation



(الف) اتصال



(ب) نیروهای موجود در اتصال

شکل (۴-۱۷) - اتصال تحت اثر لنگر پیچشی

بمنظور استخراج معادلات مربوط به این روش تحلیلی، اتصالی را که لنگر  $M$  بر آن وارد می‌شود در نظر بگیرید (شکل ۴-۱۷) با فرض ناچیز شمردن اصطکاک بین قطعات مورد اتصال، لنگر  $M$  برابر با مجموع حاصلضربهای نیروهای نشان داده شده در شکل (۴-۱۷ ب) در فواصل آنها از مرکز ثقل سطوح مقاطع پیچ‌ها (یا پرچ‌ها) خواهد بود:

$$M = R_1 d_1 + R_2 d_2 + \dots + R_6 d_6 = \sum R d \quad (۴-۱۴)$$

اگر فرض شود که سطح مقطع کلیه پیچ‌ها (یا پرچ‌ها) با هم برابر باشند، تنش برشی وارده بر آنها خواهد شد:

$$f_1 = \frac{R_1}{A}, \quad f_2 = \frac{R_2}{A}, \quad \dots, \quad f_6 = \frac{R_6}{A} \quad (۴-۱۵)$$

از آنجائی که تغییر شکل پیچ‌ها (یا پرچ‌ها) در حیطه ارتجاعی می‌باشد لذا مقدار تغییر شکل برشی هر یک از آنها متناسب با فاصله آنها از مرکز ثقل مجموعه خواهد شد و یا خواهیم داشت:

$$\frac{f_1}{d_1} = \frac{f_2}{d_2} = \dots = \frac{f_6}{d_6} \quad (۴-۱۶)$$

اگر با استفاده از رابطه (۴-۱۶) هر یک از تنش‌ها را بر حسب  $f_1$  بنویسیم خواهیم داشت:

$$f_1 = \frac{f_1 d_1}{d_1}, \quad f_2 = \frac{f_1 d_2}{d_1}, \quad \dots \quad f_6 = \frac{f_1 d_6}{d_1} \quad (۱۷-۴)$$

و اگر بجای  $R_1, R_2, \dots, R_6$  در رابطه (۴-۱۴) بر حسب  $f_1, f_2, \dots, f_6$  از طریق رابطه (۴-۱۵) قرار داده و در رابطه بدست آمده مقادیر  $f_2, f_3, \dots, f_6$  را بر حسب رابطه (۴-۱۷) با معادل  $f_1$  آن قرار دهیم خواهیم داشت:

$$M = \frac{f_1 d_1^2}{d_1} A + \frac{f_1 d_2^2}{d_1} A + \dots + \frac{f_1 d_6^2}{d_1} A = \frac{f_1}{d_1} \sum A d^2$$

یا تنش در پیچ ۱ خواهد شد:

$$f_1 = \frac{M d_1}{\sum A d^2}$$

به همین ترتیب می توان تنش در پیچ ها (یا پرچ ها) دیگر را به صورت روابط زیر بدست آورد:

$$f_2 = \frac{M d_2}{\sum A d^2} \quad f_3 = \frac{M d_3}{\sum A d^2} \quad \dots \quad f_6 = \frac{M d_6}{\sum A d^2}$$

و یا اینکه به صورت کلی می توان نوشت که:

$$f = \frac{M d}{\sum A d^2} \quad (۱۸-۴)$$

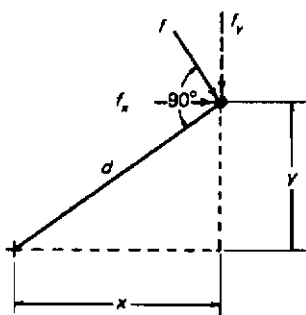
دیده می شود که رابطه فوق با رابطه مربوط به پیچش میله های استوانه ای شباهت کامل دارد، در مورد میله های استوانه ای مقدار تنش برابر با  $\frac{T r}{J}$  است که بدین ترتیب  $r = d$  و  $T = M$  و بالاخره لنگر لختی قطبی  $J = \sum A d^2$  می باشد.

در محاسبه تنش در هر یک از پیچ ها (یا پرچ ها) معمولاً "بهتر است" که فاصله پیچ (یا پرچ) را بر حسب فواصل افقی و عمودی پیچ از مرکز ثقل و همچنین مقدار تنش را بر حسب مؤلفه های افقی و عمودی آن تعیین کنیم. در این حالت با توجه به شکل (۴-۱۸) اگر مؤلفه های افقی و عمودی پیچ (یا پرچ) را از مرکز ثقل مجموعه با  $f_x$  و  $f_y$  مشخص کنیم خواهیم داشت:

$$f_x = f \frac{y}{d} \quad , \quad f_y = f \frac{x}{d} \quad (19-4)$$

اگر مقادیر مذکور در رابطه (۱۹-۴) را در رابطه (۱۸-۴) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$f_x = \frac{My}{\Sigma Ad^2} \quad , \quad f_y = \frac{Mx}{\Sigma Ad^2} \quad (20-4)$$



شکل (۱۸-۴) - مؤلفه‌های افقی و عمودی تنش

با فرض این که سطح مقطع کلیه پیچ‌ها (یا برچ) با یکدیگر مساوی باشد و با توجه به این مطلب که همواره می‌توانیم مقدار  $d$  را بر حسب  $x$  و  $y$  با رابطه زیر معین کنیم.

$$d^2 = x^2 + y^2$$

مؤلفه‌های افقی و عمودی تنش به صورت زیر بیان خواهد شد:

$$f_x = \frac{My}{A(\Sigma x^2 + \Sigma y^2)} \quad , \quad f_y = \frac{Mx}{A(\Sigma x^2 + \Sigma y^2)} \quad (21-4)$$

با توجه به جهت برداری  $f_x$  و  $f_y$  مقدار  $f$  خواهد شد:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (22-4)$$

و هرگاه بخواهیم برآیند تنش برشی مؤثر بر یک پیچ (یا برنج) را در برش با خروج از مرکزیت محاسبه کنیم (شکل ۴-۱۶ الف) مقدار تنش برشی مستقیم را  $f_s$  (شکل ۴-۱۶ ج) بنامم و تنش برشی حاصل از کوپل پیچنی (شکل ۴-۱۶ ب) را با دو مؤلفه  $f_x$  و  $f_y$  نشان دهیم خواهیم داشت:

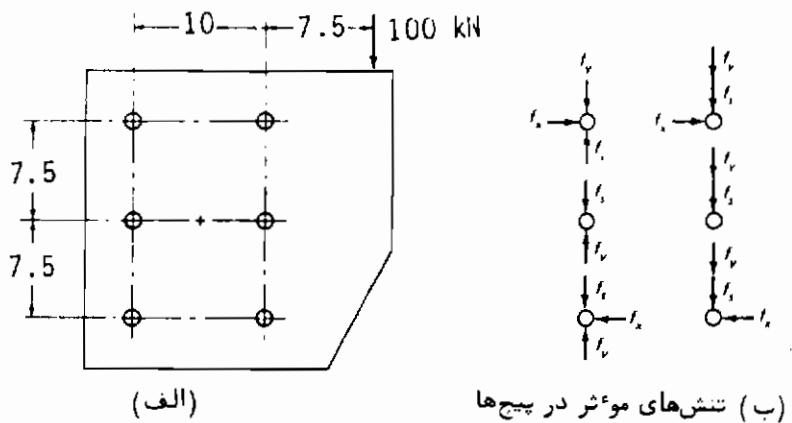
$$f_s = \frac{P}{\sum A} \quad (۴-۲۳)$$

و تنش برآیند  $f$  خواهد شد:

$$f = \sqrt{(f_y + f_s)^2 + f_x^2} \quad (۴-۲۴)$$

مثال ۴-۷ =

هرگاه از اتصال شکل (۴-۱۹) بتوان بعنوان اتصال اصطکاکی و یا برشی استفاده نمود در این اتصال از پیچ‌هایی به قطر  $\frac{7}{8}$  اینچ از نوع A325 استفاده شده باشد، مطلوبست کنترل تنش برشی پیچ‌ها. سطح برش بر قسمت دندان‌دار پیچ‌ها نمی‌گذرد.



شکل (۴-۱۹)

حل:

با توجه به شکل (۴-۱۹ ب) دیده می‌شود که پیچ‌های فوقانی یا تحتانی سمت راست اتصال تحت اثر تنش بالاتری قرار دارند و چون مقدار تنش در هر یک از این پیچ‌ها با یکدیگر

مساویست، لذا کافی است که یکی از آن دو بررسی شود و ما پیچ فوقانی سمت راست را کنترل کنیم. مقدار خروج از مرکزیت نیروی وارده از مرکز ثقل مجموعه پیچ ها (که مرکز دوران نیز خواهد بود) برابر است با:

$$e = \frac{10}{7} + 7/5 = 12/5 \quad \text{cm}$$

$$M = 10000 \times 12/5 = 125000 \quad \text{daN cm}$$

$$\sum x^2 + \sum y^2 = 6(5)^2 + 4(7/5)^2 = 275 \quad \text{cm}^2$$

$$f_x = \frac{My}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} = \frac{125000 \times 7/5}{2/88 \times 275} = 644 \quad \text{bar}$$

$$f_y = \frac{Mx}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} = \frac{125000 \times 5}{2/88 \times 275} = 420 \quad \text{bar}$$

$$f_s = \frac{P}{\sum A} = \frac{10000}{6 \times 2/88} = 420 \quad \text{bar}$$

$$f = \sqrt{(420 + 420)^2 + (644)^2} = 1074 \quad \text{bar}$$

مقدار تنش مجاز برای پیچ A325 در اتصال اصطکاکی هرگاه سطح برش بر قسمت رزوه شده پیچ به این که نگذرد بر طبق جدول (۴ - ۶) برابر با ۱۲۰۰ بار است لذا تنش موجود را می توان برای هر دو نوع اتصال اصطکاکی و برشی قابل قبول دانست.

مثال ۴ - ۸ =

با استفاده از روش تحلیل ارتجاعی مطلوبست تعیین تنش موجود در پیچ فوقانی سمت راست اتصال نشان داده شده در شکل (۴ - ۲۰)، درین اتصال از پیچ هایی به قطر ۱ اینچ استفاده شده است.



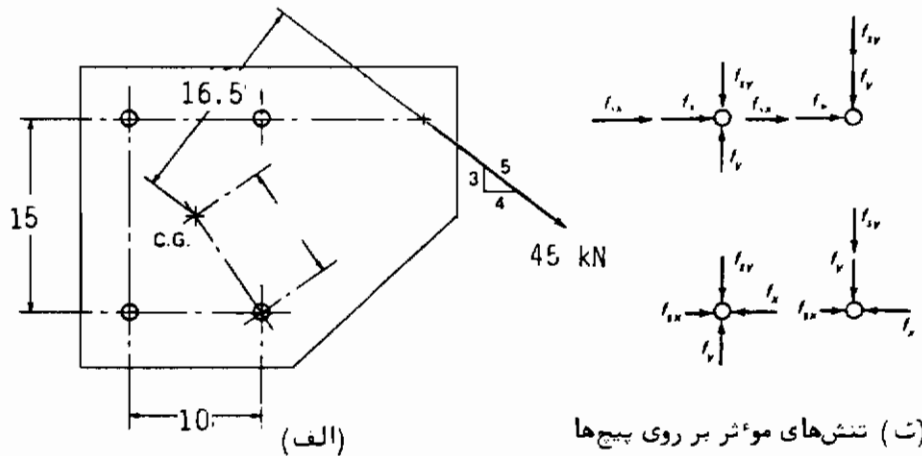
حل:

$$e = 16/5 \text{ cm}$$

$$M = 4500 \times 16/5 = 14400 \text{ daN.cm}$$

$$\Sigma Ad^2 = 4(1 \times 2/5)^2 \frac{\pi}{4} \times 9^2 = 1642 \text{ cm}^4$$

$$f_x = \frac{My}{\Sigma Ad^2} = \frac{14400 \times 7/5}{1642} = 23 \text{ bar}$$



شکل (۴-۲۰)

$$f_y = \frac{Mx}{\Sigma Ad^2} = \frac{14400 \times 5}{1642} = 226 \text{ bar}$$

$$f_{sx} = \frac{P_x}{\Sigma A} = \frac{0.8 \times 4500}{4 \times 5/0.7} = 177/5 \text{ bar}$$

$$f_{sy} = \frac{P_y}{\Sigma A} = \frac{0.6 \times 4500}{4 \times 5/0.7} = 132 \text{ bar}$$

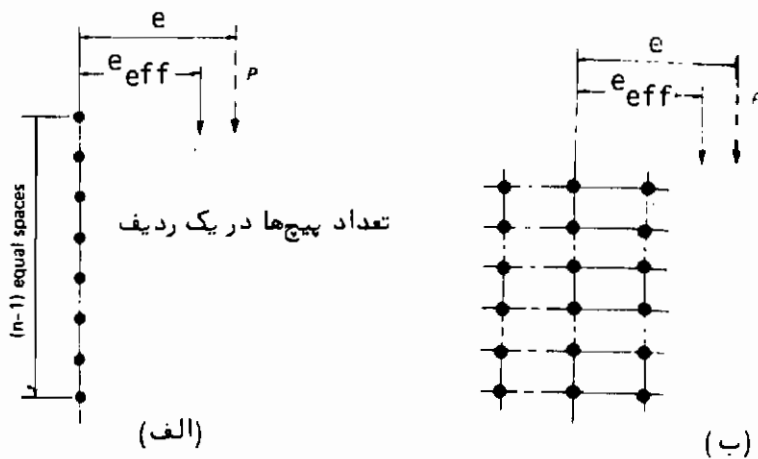
$$f = \sqrt{(f_x + f_{sx})^2 + (f_y + f_{sy})^2} =$$

$$\sqrt{(239 + 177/5)^2 + (226 + 133)^2} = 629 \quad \text{bar}$$

با قدری توجه دیده می‌شود که این پیچ تنها پیچی است که در مورد آن مقادیر مؤلفه‌های نیرو چه در جهت  $x$  و چه در جهت  $y$  به یکدیگر اضافه می‌شوند. در مورد سایر پیچ‌ها چنین حالتی وجود ندارد.

تحلیل بروش ارتجاعی تصحیح شده:

سالهای متمادی روش تحلیل ارتجاعی اتصالات با خروج از مرکزیت بدون برخورد به مشکلی مورد استفاده محاسبین قرار داشته است، در سال ۱۹۶۴ میلادی درجه محافظه کارانه بودن روش فوق توسط AISC (26) بکمک آزمایشات متعددی بررسی و کاملاً قطعی شد. لذا براساس نتایج حاصله در ضوابط AISC مربوط به سال ۱۹۷۰ میلادی توصیه گردید که بجای خروج از مرکزیت واقعی نیرو در اتصال، خروج از مرکزیتی تقلیل یافته (مؤثر<sup>۱</sup>) برطبق مقادیر زیر در محاسبات مربوط به پیچ یا پرچ در نظر گرفته شود:



شکل (۴-۲۱) - توصیه ضوابط ۱۹۷۰ - AISC در مورد مقدار خروج از مرکزیت مؤثر

۱ - هرگاه اتصال از چند پیچ یا پرچ که با فواصل یکسان از هم در روی یک خط قرار

(1) reduced effective eccentricity

گرفته‌اند تشکیل شده باشد (شکل ۴ - ۲۱ الف)

$$e_{eff} = e - 0.64(1 + 2n) \quad (۴-۲۵)$$

$n$  : تعداد پیچ (یا پرچ) واقع در یک ردیف  
 ۲ - هرگاه پیچ (یا پرچ) روی دو یا چند ردیف با فاصله یکسان قرار گرفته باشند (شکل ۴ - ۲۱ ب)

$$e_{eff} = e - 1.25(1 + n)$$

$n$  : تعداد پیچ (یا پرچ) واقع در یک ردیف می‌باشد  
 $e$  : در هر دو رابطه برحسب  $cm$  خواهد بود.  
 چنانچه در صفحات بعد که به شرح روش تحلیل خمیری اتصالات می‌پردازیم نشان داده خواهد شد از آنجائی که مقدار تنش‌های برشی مجاز در ضوابط ایران ناچند قابل توجیهی از درجه اطمینان بالایی برخوردار است لذا هرگاه از روش ارتجاعی تصحیح شده در تحلیل این نوع اتصالات استفاده شود عملاً "می‌توان مطمئن بود که ضریب اطمینانی برابر با ۲/۵ در محاسبات وجود دارد ولی یک چنین اطمینانی با بکار بردن تنش‌های مجاز برطبق AISC-78 وجود ندارد لذا کاربرد این روش با تنش‌های مجاز AISC-78 بهیچ وجه توصیه نمی‌شود.

مثال ۴ - ۹ =

مثال (۴ - ۷) را با استفاده از روش تحلیل ارتجاعی تصحیح شده بار دیگر بررسی نمائید.

حل:

مقدار خروج از مرکزیت تقلیل یافته (مؤثر) خواهد شد.

$$e_{eff} = ۱۲/۵ - ۱/۲۵(۱ + ۳) = ۷/۵ \quad cm$$

$$M = ۱۰۰۰۰۰ \times ۷/۵ = ۷۵۰۰۰ \quad daN.cm$$

با توجه به معادلات تنش دیده می‌شود که رابطه‌ای خطی بین لنگر پیچشی و تنش وجود

دارد لذا می‌توان براحتی مقادیر تنش را برابر با مقادیر زیر بدست آورد:

$$f_x = ۳۸۶/۵ \text{ bar} \quad f_y = ۲۵۸ \text{ bar} \quad f_s = ۴۳۰ \text{ bar}$$

$$f = \sqrt{(۲۸۵ + ۴۳۰)^2 + (۳۸۶/۵)^2} = ۷۸۹ \text{ bar}$$

دیده می‌شود که مقدار تنش محاسباتی بر طبق این روش به میزان ۲۷ درصد تقلیل می‌یابد. بایستی توجه داشت که در اتصالات با خروج از مرکزیت کم عملاً "رسم بر این است که از مقدار خروج از مرکزیت صرف‌نظر می‌شود. روش تحلیل ارتجاعی با خروج از مرکزیت تقلیل یافته عملاً "یک چنین عملی را روشی قابل قبول می‌داند.

#### تحلیل بروش مقاومت نهایی

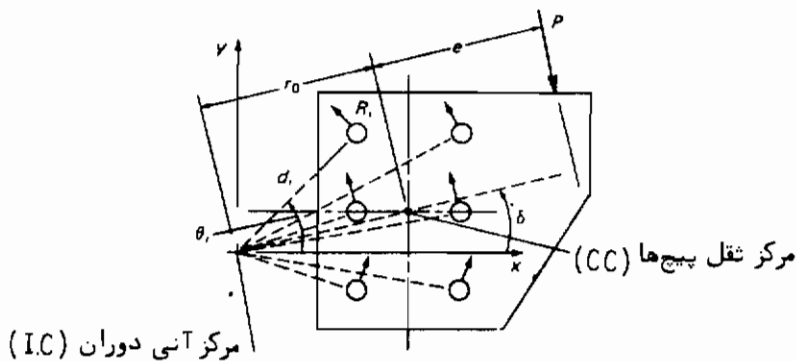
بین روش که در سالهای اخیر توسط مرجع (8) معرفی شده است. ضریب اطمینانی در حدود ۲/۵ که سازگاری کاملی با ضریب اطمینان سایر اتصالات دارد بدست می‌دهد. طی این روش، نیروی  $P$  سبب یک دوران و یک انتقال در مجموعه پیچ‌ها (یا برچ‌ها) می‌شود، که عملاً می‌توان مجموعه دوران و انتقال فوق‌الذکر را به دورانی واحد حول مرکزی که آنرا مرکز آنی دوران می‌نامیم دانست (شکل ۴ - ۲۲)

تعادل قطعه به شرط برقرار بودن روابط زیر ممکن خواهد بود:

$$\sum F_H = 0 ; \sum_{i=1}^n R_i \sin \theta_i - P \sin \delta = 0$$

$$\sum F_V = 0 ; \sum_{i=1}^n R_i \cos \theta_i - P \cos \delta = 0 \quad (۲۶ - ۴)$$

$$\sum M = 0 ; \sum_{i=1}^n d_i R_i - P(e + r_0) = 0$$



شکل (۴-۲۲) - مرکز آنی دوران

هرگاه عکس‌العمل  $R_j$  را متناسب با تغییر شکل موجود (بیا به عبارت دیگر تنش متناسب با کرنش) بگیریم روش محاسبه با مرکز آنی دوران همانند روش ارتجاعی خواهد بود. در هر دو روش ارتجاعی و مقاومت نهایی تغییر شکل را متناسب با فاصله  $d_j$  از مرکز آنی دوران می‌گیریم. در روش مقاومت نهایی دو طریقه تحلیل برگزیده می‌شود (8). هرگاه نوع اتصال برشی باشد، از اصطکاک بین قطعات صرف‌نظر شده و لذا تغییر شکل هر پیچ (برچ) را متناسب با فاصله آن از مرکز آنی دوران خواهیم گرفت و رابطه بستگی مقاومت (نیروی مقاوم) هر پیچ (یا برچ) را با تغییر شکل آن پیچ بر حسب رابطه‌ای معین مشخص خواهیم کرد. برای این رابطه آقای فیشر<sup>۱</sup> (30) معادله‌ای پیشنهاد کرده است، رابطه زیر توسط آقایان کولاک<sup>۲</sup> (24) و کرافرت<sup>۳</sup> بکار گرفته شده است:

$$R_j = R_{ult} (1 - e^{-4\Delta})^{0.55} \quad (۴-۲۷)$$

درین رابطه  $R_{ult} = \tau_u A_b$  و ضرایب ۴ و ۰/۵۵ بصورت تجربی معین شده است. مقدار حداکثر  $\Delta$  که در لحظه گسیختگی بدست آمده است برابر با ۰/۸۹ سانتیمتر بوده است (24). توجه شود که درین رابطه  $e$  برابر با ۲/۷۱۸ یا پایه ۴ لگاریتم نیرین می‌باشد و بیان‌کننده مقدار خروج از مرکزیت نیست. برای پیچ‌های A325 مقدار مقاومت نهایی در

- |              |                    |
|--------------|--------------------|
| (1) Fisher   | (2) Kulak          |
| (3) Crawford | (4) Napierian base |

برش<sup>۱</sup>  $\tau_{U}$  در حدود ۶۲ درصد استحکام کششی آن (که  $F_U = ۸۲۷۰ \text{ bar}$  است) می‌باشد، کلیه تجربیاتی که به منظور تعیین رابطه (۴-۲۷) انجام گرفته است از اتصالاتی متقارن (یعنی با دوپل برش برای هر پیچ) استفاده شده است. بدیهی است که در حالت کلی می‌توان هر رابطه مناسبی<sup>۲</sup> بین بار  $R$  و تغییر شکل  $\Delta$  بکار برده و از رابطه<sup>۳</sup> (۴-۲۷) صرف نظر نمود. هرگاه نوع اتصال اصطکاکی باشد روش محاسباتی بطریق مقاومت نهایی یا نوع دیگر اتصال متفاوت خواهد بود. درین حالت مقدار  $R_j$  (نیروی موجود در هر پیچ) را برای کلیه پیچ‌ها مساوی یکدیگر و یا برابر با  $R_S$  می‌گیرند. با در نظر گرفتن وضعیت انتقال نیرو با اصطکاک عملاً "مقاومت اصطکاکی کلیه پیچ‌ها با یکدیگر برابر خواهد بود.

مثال ۴-۱۰ =

مطلوبست تعیین بار نهایی  $P_U$  برای اتصال نشان داده شده در شکل (۴-۱۹)، از روش کلی مقاومت نهایی استفاده کرده و رابطه بین نیرو و تغییر شکل را رابطه (۴-۲۷) قرار دهید و حداکثر تغییر شکل  $\Delta_{max}$  در زمان گسیختگی را برابر با  $۰/۸۹$  سانتیمتر بگیرید.  
حل:

رابطه (۴-۲۷) برای پیچ‌های A325 به قطر  $\frac{Y}{8}$  اینجبه صورت زیر بیان خواهد شد.

$$R_j = ۰/۶۲(۸۲۷)(۳/۸۸)(1 - e^{-۴ \Delta_j^{۰/۵۵}}) ۰/۵۵ = ۱۹۹$$

$$(1 - e^{-۴ \Delta_j^{۰/۵۵}}) \quad \text{الف) kN}$$

چون بار در راستای محور  $y$  اثر می‌کند لذا  $\delta = 0$  (شکل ۴-۲۲) خواهد بود. هرگاه به حای  $\sin \theta_j = \frac{y_j}{d_j}$  و بجای  $\cos \theta_j = \frac{x_j}{d_j}$  قرار دهیم روابط (۴-۲۲۶) به صورت زیر بیان خواهد شد.

- (1) ultimate shear Strength
- (2) appropriate relationship

$$\sum R_i \frac{y_i}{d_i} = 0 \quad (\text{ب})$$

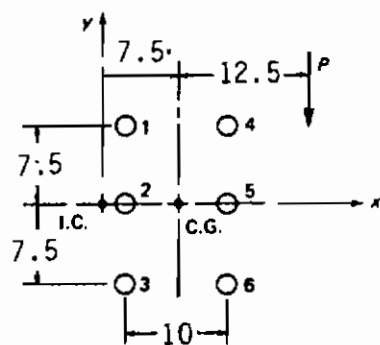
$$\sum R_i \frac{x_i}{d_i} = P_u \quad (\text{ج})$$

$$\sum R_i d_i = P_u (e + r_0) \quad (\text{د})$$

همچنین فرضیه اصلی تغییر شکل خواهد شد :

$$\Delta_i = \frac{d_i}{d_{\max}} \Delta_{\max} = \frac{d_i}{d_{\max}} (0.89) \quad (\text{ه})$$

چون برای حل معادلات (ب) و (ج) و (د) نیاز به سعی و خطا داریم لذا بهترین راه در اولین انتخاب  $r_0 = 7/5 \text{ cm}$  گرفته شود (به شکل ۴ - ۲۳ مراجعه شود).



شکل (۴ - ۲۳) - روش مقاومت نهایی

ردیف	$x_j$	$y_j$	$d_j$	$\Delta_j$	$R_j$	$\frac{R_j x_j}{d_j}$	$R_j d_j$
۱	۲/۵	۷/۵	۷/۹۱	۰/۴۸۳	۱۸۳	۵۸	۱۴۴۷
۲	۲/۵	۰	۲/۵	۰/۱۵۳	۱۳۰	۱۳۰	۳۲۵
۳	۲/۵	-۷/۵	۷/۹۱	۰/۴۸۳	۱۸۳	۵۸	۱۴۴۷
۴	۱۲/۵	۷/۵	۱۴/۵۸	۰/۸۹	۱۹۶	۱۶۸	۲۸۵۸
۵	۱۲/۵	۰	۱۲/۵	۰/۷۶۳	۱۹۴	۱۹۴	۲۴۲۵
۶	۱۲/۵	-۷/۵	۱۴/۵۸	۰/۸۹	۱۹۶	۱۶۸	۲۸۵۸
						۷۷۶	۱۱۳۶۰

معادله (ج)  $P_U = ۰.۷۶۶ \text{ kN}$

معادله (د)  $P_U = \frac{۱۱۳۶۰}{۲۰} = ۵۶۸ \text{ kN}$

چون دو مقدار بدست آمده فوق با یکدیگر برابر نیستند لذا می‌بایستی برای  $r_0$  مقدار دیگری برگزید، پس از چندین سعی و خطا مقدار  $r_0 = ۵/۲$  انتخاب می‌شود.

ردیف	$x_j$	$y_j$	$d_j$	$\Delta_j$	$R_j$	$\frac{R_j x_j}{d_j}$	$R_j d_j$
۱	۰/۲	۷/۵	۷/۵	۰/۵۲۷	۱۸۵/۳	۴/۹۴	۱۳۹۰
۲	۰/۲	۰	۰/۲	۰/۰۱۴	۴۰/۲	۴۰/۲۰	۸
۳	۰/۲	-۷/۵	۷/۵	۰/۵۲۷	۱۸۵/۳	۴/۹۴	۱۳۹۰
۴	۱۰/۲	۷/۵	۱۲/۶۶	۰/۸۹۰	۱۹۵/۹	۱۵۷/۸۳	۲۴۸۰
۵	۱۰/۲	۰	۱۰/۲	۰/۷۱۷	۱۹۲/۷	۱۹۲/۷	۱۹۶۶
۶	۱۰/۲	-۷/۵	۱۲/۶۶	۰/۸۹۰	۱۹۵/۹	۱۷۵/۸۳	۲۴۸۰
						۵۵۸/۴	۹۷۱۴



$$P_u = 558/4 \quad \text{KN} \quad \text{در معادله (ج)}$$

$$P_u = \frac{9714}{17/7} = 548/8 \quad \text{KN} \quad \text{در معادله (د)}$$

چون دو مقدار فوق باندازه کافی به یکدیگر نزدیک است لذا می توان  $P_u$  را برابر با  $550 \text{ KN}$  گرفت. مطالعات اخیر (24, 25, 27, 29) نشان داده است که روش تحلیل خمیری منطقی ترین راه برای تعیین مقاومت برشی اتصالات با خروج از مرکزیت می باشد. تحلیل با روش ارتجاعی که در آن بدون تقلیل مقدار خروج از مرکزیت، عمل می شود (با تنش های مجاز آئین نامه های قدیمی AISC-69) عملاً "روشی کاملاً" محافظه کارانه می باشد و ضریب اطمینانی در حدود ۴/۵ خواهد داشت (29)، اگر از روش ارتجاعی تصحیح شده استفاده شود که در طی آن مقدار خروج از مرکزیت را تقلیل می دهیم با همان تنش های مجاز AISC-69 ضریب اطمینانی در حدود ۳/۲ حاصل خواهد شد و اگر از روش خمیری استفاده شود بر طبق نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده (8) ضریب اطمینان محاسباتی برابر با ۲/۵ خواهد بود. هرگاه روش تحلیل ارتجاعی را بکار گیریم ولی از تنش های مجاز داده شده در AISC-78 استفاده نمائیم گر چه تنش های مجاز درین آئین نامه بالا رفته است ولی باز هم این روش حالت محافظه کارانه خود را حفظ می نماید و ضریب اطمینانی در حدود ۲/۵ الی ۳ از خود نشان می دهد. ولی بکار بردن روش تحلیل ارتجاعی تصحیح شده با تنش های مجاز داده شده در AISC-78 عملاً " ضریب اطمینانی بیش از ۲/۵ نشان نداده و لذا استفاده از این روش با تنش های مجاز AISC-78 به هیچ وجه مجاز نمی باشد.

تنش های مجاز مذکور در جدول (۴-۶) از "نشریه شماره ۷۴" دفتر تحقیقات و استانداردهای فنی استخراج شده است. ضرایب اطمینانی بکار برده شده در این تنش های مجاز به نحوی است که هر سه روش فوق الذکر را می توان بکار برد. بدیهی است، روش طرح خمیری همواره از برتری قابل توجهی برخوردار خواهد بود.

اگر بخواهیم در مثال فوق الذکر ضریب اطمینانی برابر با ۲/۵ داشته باشیم، مقدار بار مجاز خواهد شد:

$$P = \frac{P_u}{F.S} = \frac{550}{2/5} = 220 \quad \text{KN}$$

در اتصالاتی که در آنها نیاز به عدم لغزش قطعات داشته باشیم (اتصالات اصطکاکی)

بار مقاوم  $R_j$  را می‌توان برای کلیه پیچ‌ها ثابت (و برابر با  $R_S$ ) گرفت (فقط کلیه پیچ‌های یکسان فرض می‌شود).

مثال ۴ - ۱۱ =

با استفاده از طرح خمیری و با فرض اصطکاکی بودن اتصال در مسئله (۴ - ۱۰). مطلوب است بررسی آن اتصال.  $R_j = R_S$  و ثابت فرض می‌شود.  
حل:

چون  $R_j = R_S$  و  $\theta = 0$  است لذا روابط (۴ - ۲۶) به صورت زیر در خواهد آمد:

$$R_S \sum \frac{y_j}{d_j} = 0 \quad (\text{الف})$$

$$R_S \sum \frac{x_j}{d_j} - P = 0 \quad (\text{ب})$$

$$R_S \sum d_j - P(e + r_0) = 0 \quad (\text{ج})$$

با فرض  $r_0 = 5 \text{ cm}$  و با توجه به شکل (۴ - ۲۱) خواهیم داشت:

پیچ	$x_j$	$y_j$	$d_j$	$\frac{x_j}{d_j}$
۱	۰	۷/۵	۷/۵	۰
۲	۰	۰	۰	۰
۳	۰	-۷/۵	۷/۵	۰
۴	۱۰	۷/۵	۱۲/۵	۰/۸
۵	۱۰	۰	۱۰	۱
۶	۱۰	-۷/۵	۱۲/۵	۰/۸
			۵۰	۳/۶

$$P = R_S \sum \frac{x_i}{d_i} = 2.6 R_S \quad \text{از رابطه (ب) خواهیم داشت:}$$

$$P = \frac{R_1 \sum d_i}{e + r_0} = \frac{R_S(50)}{17.5} = 2.86 R_S \quad \text{از رابطه (ج) خواهیم داشت:}$$

با یک چنین فرضی پیچ ۲ در مرکز دوران واقع شده و لذا در معادله (ج) داخل نمی‌شود و همچنین فرض شده است که این پیچ در معادله (ب) نیز داخل نشود، اگر مقدار  $r_0$  را اندکی بیش از  $5/0 \text{ cm}$  بگیریم مقداری که از طریق معادله (ب) بدست می‌آید مساوی  $P_U = 3/6 R_S$  خواهد شد و اگر مقدار  $r_0$  را اندکی کمتر از  $5/0 \text{ cm}$  بگیریم پاسخ رابطه (ب) برابر با  $1/6 R_S$  خواهد بود زیرا که مقدار  $x_i/d_i = -1$  خواهد شد. لذا معلوم می‌شود که پاسخ رابطه (ب) نمی‌تواند پاسخ صحیحی باشد و تنها جواب مسئله همان  $P_U = 2/86 R_S$  خواهد بود. اگر درین رابطه بجای  $R_S$  مقدار مجاز قرار گیرد مقدار  $P$  نیز به صورت مجاز خواهد بود. برای پیچ  $\frac{7}{8}$  اینچ تنش مجاز اصطکاکی  $F_V = 1050 \text{ bar}$  می‌باشد لذا داریم:

$$R_{SS} = 1050 \left( \frac{7}{8} \times 2.54 \right)^2 \frac{\pi}{4} = 4073 \quad \text{daN}$$

و ظرفیت مجاز باربری پیچ در اتصال اصطکاکی خواهد شد:

$$P = 2/86 R_{SS} = 2.86 \times 4073 = 116.5 \quad \text{kN}$$

#### روش طرح عملی (پیشنهادی)

روشی که در مرجع (8) برای طرح و محاسبه این چنین اتصالاتی پیشنهاد شده است علی‌الاصول روش مقاومت نهایی است. منتهی درین روش بجای استفاده از روش سعی و خطا از ضرایبی که برای حالات مختلف ارائه شده است استفاده می‌شود. تفاوت اندکی (که عموماً) کمتر از ۵ درصد می‌باشد) بین نتایج حاصل از مقاومت دو نوع اتصال اصطکاکی و برشی بکمک این روش مشاهده شده است.

بدین جهت مرجع (8) برای هر دو نوع اتصال روش واحدی را با رابطه زیر توصیه

می‌نماید.

$$P = C m A_b F_v \quad (۴-۲۸)$$

درین رابطه:  $m$ : تعداد سطوح برش در اتصال

$A_b$ : سطح مقطع اسمی پیچ

$F_v$ : تنش مجاز برشی پیچ‌ها بر طبق جدول (۴-۶)

$C = \alpha' I^\beta$ : ضریب آرایش مجموعه پیچ‌ها

$I = 0.155 (I_x + I_y)$  با فرض این‌که  $A_b = 1$  باشد.

$$\alpha' \approx 0.0104 + \frac{1.59}{e} + \frac{30.45}{e^2} - \frac{110.61}{e^3}$$

هرگاه یک ردیف پیچ موجود باشد.

$$\alpha' \approx 0.0125 + \frac{2.07}{e} + \frac{35.81}{e^2} - \frac{134.7}{e^3}$$

هرگاه دو ردیف پیچ موجود باشد.

$$\beta \approx 0.645 - \frac{0.328}{e} - \frac{24.84}{e^2} + \frac{121.76}{e^3}$$

هرگاه یک ردیف پیچ موجود باشد.

$$\beta \approx 0.651 - \frac{0.465}{e} - \frac{20.19}{e^2} + \frac{102.42}{e^3}$$

هرگاه دو ردیف پیچ موجود باشد.

مثال ۴-۱۲ =

مطلوبست مقایسه نتایج حاصل از روش‌های مختلف تحلیل و بررسی اتصال شکل

(۴-۱۹). ظرفیت مجاز  $P$  را برای اتصال فوق در دو روش اتصال اصطکاکی و برشی معین

نمایند. سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ واقع شده است. پیچ‌های بکار رفته از نوع

A325 و به قطر  $\frac{7}{8}$  اینچ می‌باشند.

حل:

(الف) روش طرح ارتجاعی: (مثال ۴-۷)

با  $P = 10000 \text{ daN}$  تنش موجود برابر  $F_v = 1074 \text{ bar}$  بوده است، پس برای

اتصال اصطکاکی خواهیم داشت:

$$p = 10000 \times \frac{1050}{1074} = 97.8 \text{ kN}$$

چون تنش مجاز در اتصال معمولی  $F_v = 1540 \text{ bar}$  است پس :

$$p = 10000 \times \frac{1540}{1074} = 143.4 \text{ kN}$$

(ب) روش طرح ارتجاعی تصحیح شده : ( مثال ۴ - ۹ )

تنش موجود  $F_v = 789 \text{ bar}$  می باشد لذا :

$$P = 10000 \times \frac{1050}{789} = 133.1 \text{ kN}$$

حداکثر مجاز در اتصال اصطکاکی

$$P = 10000 \times \frac{1540}{789} = 195.2 \text{ kN}$$

حداکثر مجاز در اتصال معمولی

(ج) روش مقاومت نهایی : ( مثال های ۴ - ۱۰ و ۴ - ۱۱ )

با در نظر گرفتن ضریب اطمینانی برابر با  $2/5$  (FS = )

$$P = 220 \text{ kN}$$

حداکثر بار مجاز در اتصال معمولی

$$P = 116.5 \text{ kN}$$

حداکثر بار مجاز در اتصال اصطکاکی

(د) روش طرح عملی (پیشنهادی)

$$I_x + I_y = 4(7.5)^2 + 6(5)^2 = 375 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0125 + \frac{2.07}{12.5} + \frac{13.81}{(12.5)^2} - \frac{134.7}{(12.5)^3} = 0.3383$$

$$\beta = 0.651 - \frac{0.465}{12.5} - \frac{20.19}{(12.5)^2} + \frac{102.42}{(12.5)^3} = 0.5370$$

$$I = 0.155 (I_x + I_y) = 0.155 \times 375 = 58.125$$

$$C = \alpha \cdot I^{\beta} = 0.3383 (58.125)^{0.5370} = 2.995$$

ظرفیت مجاز اتصال بصورت زیر خواهد بود :

$$P = C_m A_b F_v = 2.995 \times 1 \times 3.88 \times 1050 = 122.1 \text{ kN}$$

$$P = C_m A_b F_v = 2.998 \times 1 \times 3.88 \times 1540 = 179.1 \text{ kN}$$

هر گاه فرض شود که نتایج حاصل از تحلیل به روش مقاومت نهایی از دقت قابل توجهی برخوردار باشد می‌توان درصد صحت نتایج حاصل از روش‌های مختلف را نسبت به روش مقاومت نهایی به صورت زیر سنجید .

اتصال معمولی		اتصال اصطکاکی		روش تحلیل و طرح
ارزش نسبی	بار مجاز P (KN)	ارزش نسبی	بار مجاز P (KN)	
۰/۶۵	۱۴۳/۴	۰/۸۴	۹۷/۸	روش ارتجاعی
۰/۸۷	۱۹۵/۲	۱/۱۴	۱۳۳/۱	روش ارتجاعی تصحیح شده
۱/۰	۲۲۰	۱/۰	۱۱۶/۵	روش مقاومت نهایی
۰/۸۱	۱۷۹/۱	۱/۰۵	۱۲۲/۱	روش طرح عملی (پیشنهادی)

رابطه طراحی اتصالات با یک ردیف پیچ تحت لنگر

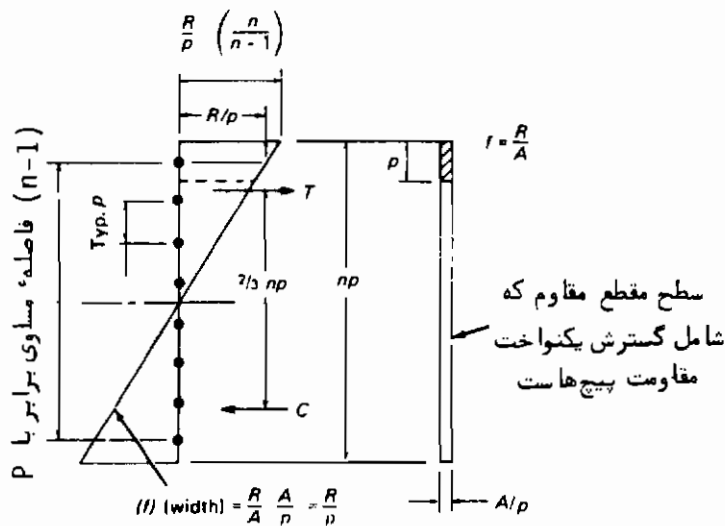
در حالتی که جداول از پیش تنظیم شده‌ای برای اتصالات پیچی موجود نباشد می‌توان از روش توماس شد<sup>(۱)</sup> که ذیلاً شرح داده می‌شود برای تعیین مشخصات اولیه طرح استفاده نمود .

(1) Thomas C. Shedd, Structural Design in Steel (John Wiley & sons, New York 1934) P. 287

یک ردیف پیچ که با فاصله مساوی از یکدیگر قرار گرفته‌اند مطابق شکل (۴-۲۴) در نظر بگیرید. در یک چنین حالتی بر طبق رابطه (۴-۱۸)  $(f = \frac{Md}{Ad^2})$  شدت تنش در هر یک از پیچها از رابطه‌ای خطی تبعیت خواهند نمود (به شکل ۴-۲۴ مراجعه شود) هرگاه نیروی مؤثر بر پیچ بیرونی اتصال باشد  $(R = fA)$ ، این نیرو در نمودار تنش بیان کننده برآیند تنش در ارتفاع  $P$  نمودار خواهد بود ( $P$  حدفاصل دو پیچ می‌باشد) درین حالت، نیروی وارده بر یک سانتیمتر از ارتفاع اتصال برابر با  $\frac{R}{p}$  خواهد شد. با حفظ نمودار مثلثی شکل برای تغییرات تنش، شدت بار وارده بر واحد طول از تاز بیرونی دیاگرام برابر است با:

$$(\text{شدت بار در تاز بیرونی}) = \frac{R}{P} \left( \frac{n}{n-1} \right)$$

نیروی کششی برآیند حاصل از دیاگرام خواهد شد:



شکل (۴-۲۴) - یک ردیف پیچ تحت اثر لنگر

$$T = \frac{1}{2} \left( \frac{nP}{2} \right) \left( \frac{R}{P} \right) \left( \frac{n}{n-1} \right) = \frac{Rn^2}{4(n-1)} \quad (\text{الف})$$

و لنگر مؤثر بر اتصال خواهد شد:

$$M = T \left( \frac{2}{3} nP \right) \quad (ب)$$

اگر به جای  $T$  در رابطه (ب) از رابطه (الف) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$M = \frac{Rn^2}{4(n-1)} \left( \frac{2}{3} nP \right) = \frac{Rn^3 P}{6(n-1)}$$

رابطه فوق را بر حسب  $n$  می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$n = \sqrt{\frac{6M}{RP} \left( \frac{n-1}{n} \right)} \quad (۲۹-۴)$$

رابطه (۲۹-۴) را با قدری تقریب می‌توان جهت طراحی اولیه برابر با رابطه زیر دانست:

$$n = \sqrt{\frac{6M}{RP}} \quad (۳۰-۴)$$

از آنجائی که رابطه (۳۰-۴) برای یک ردیف پیچ تحت لنگر تنها تنظیم شده است لذا اگر بخواهیم از این رابطه برای حالات دیگری استفاده کنیم می‌بایستی مقدار  $R$  را به نحوی جهت حالت مورد نظر تقلیل یا افزایش دهیم. پیشنهاد می‌شود برای در نظر گرفتن اثر برش مستقیم مقدار  $R$  را تقلیل داد، و جهت تأثیر دادن ردیف‌های مختلف در یک اتصال ضریبی برابر با ۱ برای یک ردیف پیچ و ضریبی برابر با ۲ برای آرایش مربع شکل پیچ‌ها جهت  $R$  در نظر گرفته شود.

برای تعیین تنش یا نیروی حداکثر در یک پیچ از اتصال روابط پیچیده مختلفی تنظیم شده است ولی از هیچکدام آن روابط نمی‌توان تعداد ردیف یا تعداد پیچ‌ها را استخراج نمود.

مثال ۴-۱۳ =

هر گاه از یک ردیف پیچ A325 به قطر  $\frac{7}{8}$  اینچ در مقطع A-A از شکل (۴-۲۵) استفاده شده باشد مطلوبست تعیین تعداد پیچ‌های لازم، نوع اتصال برشی و سطح برش از قسمت رزوه شده پیچ‌ها خواهد گذشت.



حل :

(الف) با استفاده از تنش مجاز برشی ظرفیت باربری مجاز هر پیچ را معین می‌کنیم ،

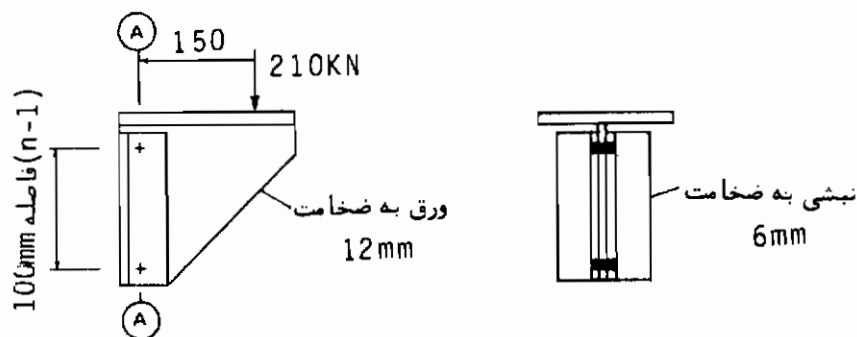
$$F_v = 1050 \text{ bar}$$

$$R_{Ds} = 1050 (3.88)(2) = 81.5 \text{ kN}$$

چون دو سطح برش وجود دارد لذا می‌باید مقاومت هر دو سطح را در ظرفیت برشی پیچ‌ها به حساب آوریم ،

$$F_p = 1.5 F_u = 1.5 \times 3700 = 5550 \text{ bar}$$

$$R_B = 5550 \left(\frac{7}{8} \times 2.54\right)(1.2) = 148 \text{ kN}$$



شکل (۴ - ۲۵)

(ب) با استفاده از رابطه (۴ - ۳۰) تعداد پیچ‌های مورد نیاز را تعیین می‌کنیم ،

$$n = \sqrt{\frac{6M}{R_p}} = \sqrt{\frac{6 \times 210 \times 15}{81.5 \times 10}} = 4.8$$

برای تعیین لنگر وارده خروج از مرکزیت کامل نیرو در نظر گرفته شده است (همانگونه که در

روش ارتجاعی عمل می‌شود). در مقدار R تأثیر برش مستقیم در نظر گرفته نشده است، 5 پیچ کنترل می‌شود.

(ج) با استفاده از روش ارتجاعی امکان استفاده از 5 پیچ کنترل می‌شود.

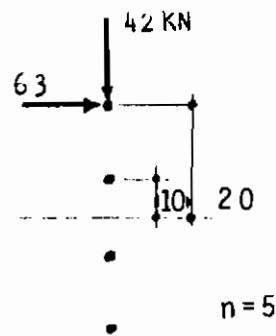
$$Af_s = \frac{P}{n} = \frac{210}{5} = 42 \text{ kN}$$

مؤلفه‌های نیروی برشی حاصل از لنگر خواهد شد (شکل ۴-۲۶)

$$Af_x = \frac{My}{\sum x^2 + \sum y^2} = \frac{210 \times 15 \times 20}{2(10^2 + 20^2)} = 63 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{(42)^2 + (63)^2} = 76 \text{ kN} < 81.5 \text{ OK. (برآیند)}$$

پس بدین ترتیب می‌توان 5 پیچ A325 به قطر  $\frac{7}{8}$  اینچ بکار برد.

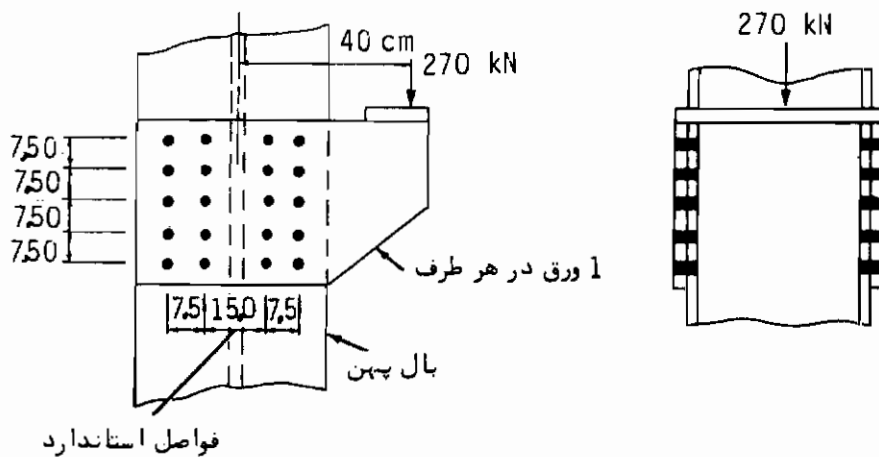


شکل (۴-۲۶)

مثال ۴-۱۴ =

مطلوبست تعیین تعداد پیچ‌های لازم از نوع A325 به قطر  $\frac{3}{4}$  اینچ جهت اتصال

سگدست (۱) شکل (۴-۲۷) - درین اتصال از چهار ردیف پیچ استفاده خواهد شد، نوع اتصال اصطکاکی خواهد بود.



شکل (۴-۲۷)

حل :

(الف) با فرض این که فواصل عمودی پیچ‌ها از یکدیگر ۷.۵ سانتیمتر باشد (که عموماً مقدار متعارف شمرده می‌شود) با استفاده از روش ارتجاعی به بررسی اتصال می‌پردازیم :

$$R_{SS} = 1050 (2.85) = 29.9 \text{ kN} \text{ (یک سطح برش)}$$

با استفاده از مقدار خروج از مرکزیت کامل نیرو خواهیم داشت :

$$n = \sqrt{\frac{6M}{RP}} = \sqrt{\frac{6\left(\frac{135}{4}\right)(40)}{29.9 \times 7.5}} = 6.01$$

در رابطه بالا باری که به هر صفحه سگدست وارد می‌شود برابر با ۱۳۵ کیلو نیوتن

(1) bracket

خواهد بود و باری که به هر ستون عمودی پیچ‌ها خواهد رسید برابر با  $\frac{135}{4}$  کیلونیوتن خواهد شد که همین مقدار را بایستی در معادله (۴ - ۳۰) قرار داد، زیرا که آن رابطه را برای یک ردیف عمودی پیچ استخراج کردیم، بخاطر ۴ ستون پیچ و اثر برش مستقیم هیچگونه تصحیحی در مقدار R انجام ندادیم. لذا مسئله را برای ۵ ردیف پیچ کنترل می‌کنیم.

$$F_s A = \frac{P}{n} = \frac{135}{20} = 6.75 \text{ kN}$$

$$\Sigma x^2 + y^2 = 10 (7.5^2 + 15^2) + 8 (7.5^2 + 15^2) = 5062.5 \text{ cm}^4$$

$$F \times A = \frac{135 \times 40 \times 15}{5062.5} = 16 \quad f_y A = \frac{135 \times 40 \times 15}{5062.5} = 16 \quad \text{kN}$$

$$R = \sqrt{(6.75 + 16)^2 + 16^2} = 27.8 \text{ kN} < 29.9 \quad \text{oK}$$

#### ۴ - ۹ = پیچ و پرچ تحت اثر کشش

در قطعاتی نظیر برخی از قطعات سازه‌ی انبارها (۱) (شکل ۴ - ۵) در پیچ و یا پرچ‌ها امکان بوجود آمدن کشش تنها نیز وجود دارد. یک چنین حالتی زمانی اتفاق می‌افتد که خط اثر نیرو عمود بر سطحی باشد که قطعه به آن سطح متصل می‌شود. و اگر خط اثر نیرو عمود بر سطح اتصال نباشد درین صورت پیچ یا پرچ اتصال تحت اثر توأم کشش و برش واقع خواهد شد. یک چنین حالتی که در عمل بصورت گوناگون دیده می‌شود، بحث بند (۴ - ۱۰) را تشکیل می‌دهد.

در جدول (۴ - ۶) تنش مجاز کششی در پیچ و پرچ را بر طبق ضوابط مختلف بیان کرده‌ایم، درین جدول اساس تعیین تنش مجاز، سطح مقطع ناخالص (اسمی) (۲) پیچ یا پرچ می‌باشد.

(1) hangers

(2) nominal

جدول (۴-۴) - نتایج آزمون‌های مختلف

نوع آزمون	نوع بار	نتایج آزمون	
		نتایج آزمون	نتایج آزمون
بار	کشی بار	استاندارد	استاندارد
		(bar) F <sub>y</sub>	(bar) F <sub>y</sub>
بار	کشی بار	1400	1400
		1600	1600
بار	کشی بار	1890	1890
		2000	2000
بار	کشی بار	760 - 930	760 - 930
		760 - 930	760 - 930
بار	کشی بار	1400	1400
		1380	1380
بار	کشی بار	1050	1050
		1500 (0.17 F <sub>y</sub> )	1500 (0.17 F <sub>y</sub> )
بار	کشی بار	1050	1050
		1200 (-)	1200 (-)
بار	کشی بار	2800	2800
		3050 (0.33 F <sub>y</sub> )	3050 (0.33 F <sub>y</sub> )
بار	کشی بار	2800	2800
		2500 (-)	2500 (-)
بار	کشی بار	2480 (-)	2480 (-)
		2480 (-)	2480 (-)
بار	کشی بار	1050	1050
		1200 (-)	1200 (-)
بار	کشی بار	1380	1380
		2050 (0.22 F <sub>y</sub> )	2050 (0.22 F <sub>y</sub> )
بار	کشی بار	1575	1575
		1930	1930
بار	کشی بار	1575	1575
		1930	1930
بار	کشی بار	2240	2240
		2750	2750
بار	کشی بار	2240	2240
		2750	2750

\* سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است.  
 \*\* سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است.  
 \*\*\* سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است. سطح مقطع استاندارد است.

پایان زمانی می باشد  $\theta = \theta = p$  .

برای بررسی اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

$$\theta = \frac{A^d D^d}{C_f - C_f} t \quad (1)$$

میانگین می باشد .

در حالی که برای اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

$$\theta = \frac{A^b E^b}{T_f - T_f} t \quad (2)$$

پایان زمانی می باشد .

برای بررسی اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

در حالی که برای اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

$$p + C_f = T_f \quad (3)$$

پایان زمانی می باشد .

$$C_f = T_f \quad (4)$$

پایان زمانی می باشد .

برای بررسی اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

در حالی که برای اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

پایان زمانی می باشد .

برای بررسی اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

در حالی که برای اتصال مجدد در دو رابطه (1) و (2) باید بررسی کرد

پایان زمانی می باشد .

$T_f = 173 \text{ KN}$  در جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$

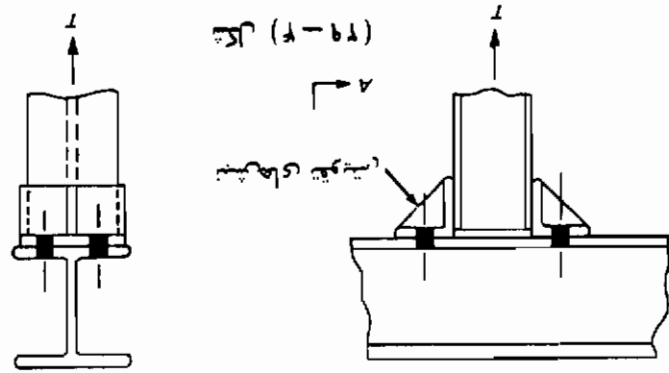
برای مقادیر دیگر جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$

از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$

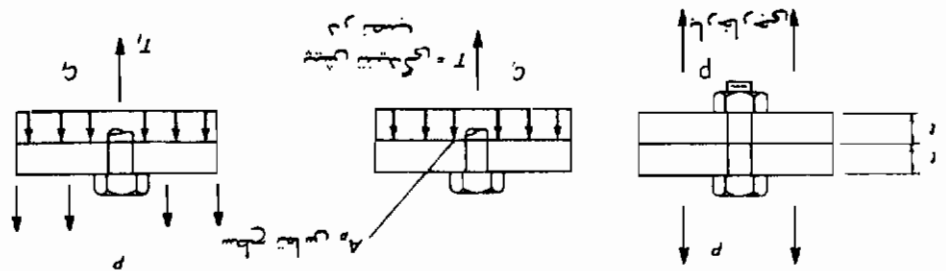
از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$    
 از جداول 3-68 (3.68)  $P = F_t A_b = 118.3 \text{ KN}$

توسط جوشکاری در محل اتصال به شیب  
 و در صورت نیاز با استفاده از دست  
 و در صورت نیاز با استفاده از دست  
 و در صورت نیاز با استفاده از دست

در صورت نیاز با استفاده از دست  
 و در صورت نیاز با استفاده از دست  
 و در صورت نیاز با استفاده از دست



شکل (۴-۲۸) - اثر مثبت شیب در اتصالات جوشی



$$T_f = 173 + \frac{1}{118.3} \frac{1 + \frac{3.88}{60}}{1 + \frac{A_p}{P}} = 180 \text{ kN}$$

$$\frac{8}{7} T_f = T_f + \frac{1 + \frac{A_p}{P}}{1 + \frac{A_p}{P}}$$



• مقدار متوسط از نوع A490 بکار خواهد رفت .

$$n = \frac{R_T}{105.5} = \frac{620}{105.5} = 5.9$$

مقدار بزرگ از نوع خواهد شد :

$$R_T = F_t A_b = 3700 (2.82) = 105.5 \text{ KN}$$

• نسبت میان هر تیر به نسبت میان تیرهای دیگر :

حل :

• می توانیم که قطعات مورد اتصال دارای مشخصات مناسب می باشد .

مطلوبست تعداد تعداد از نوع A490 بکار  $\frac{7}{3}$  (۴ - ۴۰) بر می

$$= 4 - 14 = 10 \text{ مثال}$$

• تعداد بزرگ است : n

$$T^{\max} = nP = 4 \times 118.3 = 473 \text{ KN}$$

مقدار میان T (باز خارجی) بر پایه جواز خواهد بود با :

$$FS = \frac{173}{118.3} = 0.46 \approx 1.5 \text{ (ضریب اطمینان)}$$

• بکار برده ایم ، که برای است با :

در این مثال با بکار برده ایم 3050 میان تیرهای اطمینان از تیرهای در محاسبات در تیرهای دیگر .

(1) Combined Shear and Tension

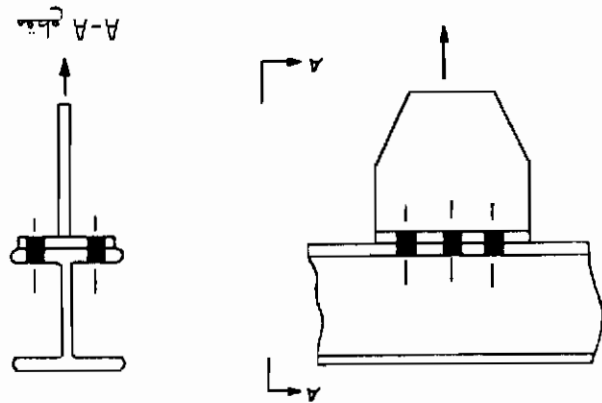
در حالتی که در یک اتصال جوشی که در آن یک نیروی کششی و یک نیروی برشی به هم همزمان وارد می‌شود، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند.

در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند.

در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند.

در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند.

شکل (۴-۳۰)



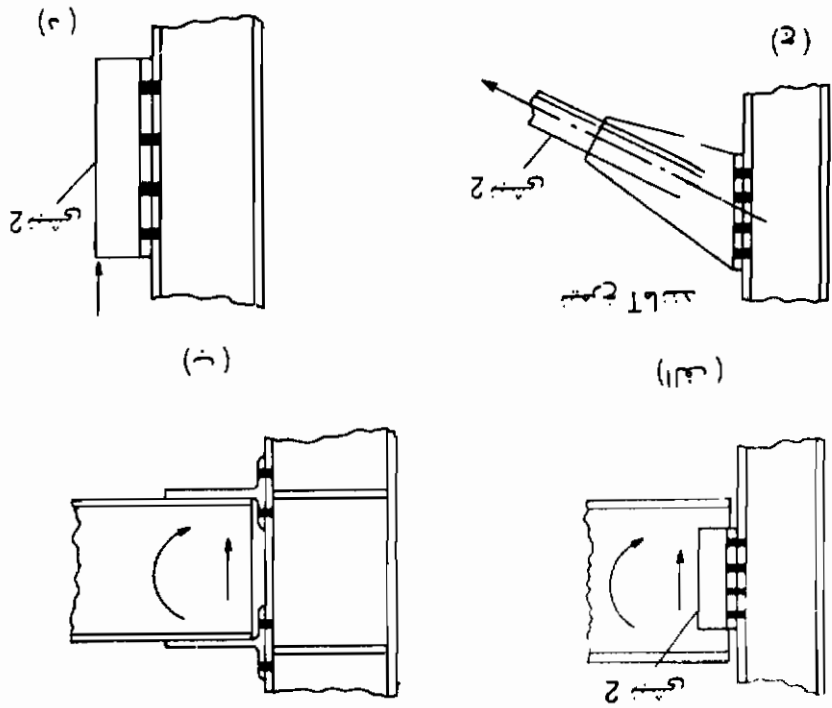
در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند. در این حالت، تنش‌ها در جهت‌های مختلف در طول اتصال جوش پخش می‌شوند.

(۱)  $10 - 4$

با استفاده از معادلات (32، 33) می‌توان به روش دیگری از معادله (1) استفاده کرد. در این روش، ضرایب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  را می‌توان به روش دیگری از معادله (1) استفاده کرد. در این روش، ضرایب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  را می‌توان به روش دیگری از معادله (1) استفاده کرد.

در این روش، ضرایب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  را می‌توان به روش دیگری از معادله (1) استفاده کرد. در این روش، ضرایب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  را می‌توان به روش دیگری از معادله (1) استفاده کرد.

معادله (1) - (2) - (3) - (4) - (5) - (6) - (7) - (8) - (9) - (10) - (11) - (12) - (13) - (14) - (15) - (16) - (17) - (18) - (19) - (20) - (21) - (22) - (23) - (24) - (25) - (26) - (27) - (28) - (29) - (30) - (31) - (32) - (33) - (34) - (35) - (36) - (37) - (38) - (39) - (40) - (41) - (42) - (43) - (44) - (45) - (46) - (47) - (48) - (49) - (50) - (51) - (52) - (53) - (54) - (55) - (56) - (57) - (58) - (59) - (60) - (61) - (62) - (63) - (64) - (65) - (66) - (67) - (68) - (69) - (70) - (71) - (72) - (73) - (74) - (75) - (76) - (77) - (78) - (79) - (80) - (81) - (82) - (83) - (84) - (85) - (86) - (87) - (88) - (89) - (90) - (91) - (92) - (93) - (94) - (95) - (96) - (97) - (98) - (99) - (100)



رابطه منحنی بر طبق رابطه (۴-۳۱) بیان خواهد شد.

$$\left(\frac{f}{\gamma u}\right)^2 + \left(\frac{f}{f t u}\right)^2 \geq 1 \quad (4-31)$$

در این رابطه :

(۱)  $f$  : تنش برشی کششی

(۲)  $f t u$  : تنش کششی کششی

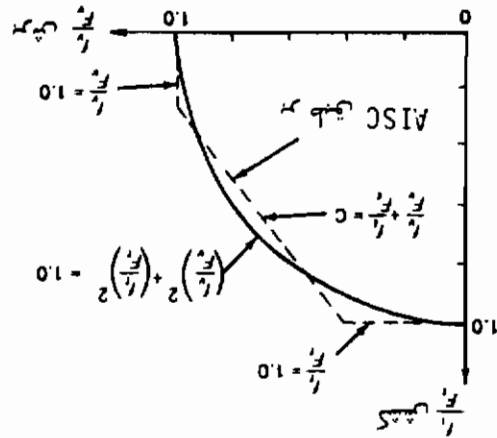
(۳)  $f \gamma u$  : تنش برشی برشی بر طبق مسئله برشی

(۴)  $f t u$  : تنش کششی کششی بر طبق مسئله کششی

و محاسبه نقطه صورت زیر بدست خواهد آمد (به شکل ۴-۳۱ نیز مراجعه شود).

همچنین برای رابطه (۴-۳۱) با اعمال فرضیات زیر به صورت زیر خواهد آمد (به شکل ۴-۳۱ نیز مراجعه شود).

$$\left(\frac{f}{\gamma}\right)^2 + \left(\frac{f}{f t}\right)^2 = 1.0 \quad (4-32)$$



شکل (۴-۳۱) - معادله برای مسئله برشی

- (۱) nominal shear stress
- (۲) nominal tension stress
- (۳) ultimate shear stress
- (۴) ultimate tension stress

جدول ۴-۷) مقادیر C در رابطه (۴-۳۴) برای  $t_f$  بر اساس  $t_f/125$  است.

$F_t^t = 1790 - 1/8 F_t^t \leq 1380$ $F_t^t = 3790 - 1/8 F_t^t \leq 3050$ $F_t^t = 3790 - 1/4 F_t^t \leq 3050$ $F_t^t = 4490 - 1/8 F_t^t \leq 3700$ $F_t^t = 4490 - 1/4 F_t^t \leq 3700$	مقادیر C در رابطه (۴-۳۴) برای $t_f$ بر اساس $t_f/125$ است.
مقادیر C در رابطه (۴-۳۴) برای $t_f$ بر اساس $t_f/125$ است.	مقادیر C در رابطه (۴-۳۴) برای $t_f$ بر اساس $t_f/125$ است.

AISC روابط موثر  $F_t^t$  (بر طبق معادله ۴-۳۴) در حالت تیر یا تیرچه  $F_t^t$  در محلهای مجاری کششی  $F_t^t$  - (۴-۷) جدول ۴-۷

جدول ۴-۷) خلاصه نمودارها.

رابطه (۴-۳۴) را برای پیچ و پیچهای کششی موثر AISC تنظیم نموده و در

$$F_t^t \leq F_t^t C - \frac{F_t^t}{F_t^t} F_t^t \quad (4-34)$$

داده شده است. اگر این رابطه را بر حسب  $F_t^t$  حل کنیم خواهیم داشت:

در این رابطه C ثابت است. در شکل (۴-۳۴) این رابطه به صورت نمودار نشان

$$\frac{F_t^t}{F_t^t} + \frac{F_t^t}{F_t^t} \leq C$$

در این رابطه AISC ثابت است. این نمودار به صورت خطی در این رابطه داده شده است:

- $F_t^t$ : کشش کششی محلی بدون در نظر گرفتن تیرچه
  - $F_t^t$ : کشش کششی محلی بدون در نظر گرفتن کشش کششی اتصال شده
  - $F_t^t$ : کشش کششی حاصل از نیروهای وارده
  - $F_t^t$ : کشش کششی حاصل از نیروهای وارده
- در این رابطه:



با در نظر گرفتن مقدار  $f_{tp}$ ، رابطه (۴-۴) را می توان بصورت زیر نیز نوشت:

$$f_v < F_v \left( 1.0 - \frac{f_{tp}}{f} \right) \quad (۴-۴)$$

هر چه مقدار  $f_v$  بزرگتر باشد، حضور بیشتر مصالح با حضور کمتر مصالح در سطح مقطع

بزرگتر باشد و مقدار  $F_v$  از سطح مقطع بزرگتر بدون حضور مصالح در سطح مقطع بزرگتر باشد و مقدار

مقدار  $f_v$  بزرگتر باشد.  $F_v$  و  $f_v$  هر دو به نسبت به هم تغییر می کنند.

$$F_v < 1200 \left( 1 - \frac{f_{tp}}{f} \right) \quad (۴-۴)$$

(۴۸-۴)

$$F_v < 1500 \left( 1 - \frac{f_{tp}}{f} \right) \quad (۴-۴)$$

AISC در جدول (۴-۴) و رابطه (۴-۴) مقدار  $F_v$  را برای مقاطع فولادی در جدول (۴-۴) مشخص کرده است. در جدول (۴-۴) مقدار  $F_v$  برای مقاطع فولادی در جدول (۴-۴) مشخص شده است. در جدول (۴-۴) مقدار  $F_v$  برای مقاطع فولادی در جدول (۴-۴) مشخص شده است.

$F_v$ bar	نوع مقطع
1750-1.8 $f_v$ < 1400	مقاطع فولادی A307
3500-1.8 $f_v$ < 2800	مقاطع فولادی A325 هر چه سطح مقطع بزرگتر باشد و در مقاطع فولادی A325
3500-1.4 $f_v$ < 2800	مقاطع فولادی A325 هر چه سطح مقطع بزرگتر باشد و در مقاطع فولادی A325
4620-1.8 $f_v$ < 3780	مقاطع فولادی A490 هر چه سطح مقطع بزرگتر باشد و در مقاطع فولادی A490
4620-1.4 $f_v$ < 3780	مقاطع فولادی A490 هر چه سطح مقطع بزرگتر باشد و در مقاطع فولادی A490

$$F_v < 1050 \left( 1 - \frac{f_{tp}}{f} \right) \quad (۴-۴)$$



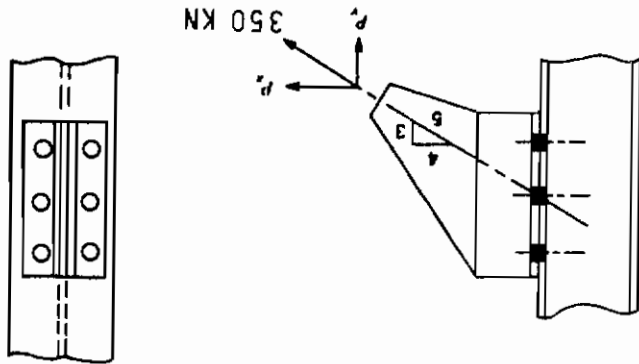


$$f_t = \frac{P}{\sum A} = \frac{26000}{6(3.88)} = 1117 \text{ bar}$$

بر طبق ضوابط AISC خواهیم داشت:

$$F'_t < F'_v \left( 1 - \frac{f_t}{T} \right)$$

(۳۷-۴)



شکل (۴۴-۴)

$$= 1200 \left( 1 - \frac{1117 \times 3.88}{17300} \right) = 8.99 \text{ bar} \geq f'_v \quad \text{O.K.}$$

مطلوبه است.  $f_t = 1117 > 400 \text{ bar}$  و چون اصطلاحی اصلاحی  $f_t = 1117 > 400 \text{ bar}$  وجود دارد. (ب) اتصال را در نوع کنیول می‌کنیم.

$$F'_t = 3790 - 1.4 f'_v \leq 3050 \text{ bar}$$

$$= 3490 - 1.4 (838) = 261.7$$

اصطلاحی اصلاحی  $F'_t = 478 > 400 \text{ bar}$  و  $f_t = 117 < 417 \text{ bar}$  وجود دارد. برقی نیز مطلوب است.

مثال ۴ - ۱۸ =

با استفاده از ضوابط AISC و حد اکثر P را در مثال قبل در هر یک از دو نوع اتصال

اصطفايي و برشي محاسبه كنيد ، فرض كنيد كه سطح برشي بر قسمت جدا شده از پيچ بگذرد .

حل :

A325 با  $\frac{Y}{4}$  (نظر به مثال ۵) اصطفايي بررسي مي شود (الف) : اتصال در نوع بررسي اصطفايي

است .

$$P_x = \frac{5}{4} P = 0.8 P$$

$$P_y = \frac{5}{3} P = 0.6 P$$

$$F_v^t = \frac{0.6 P}{6 (3.88)} = 0.0285 P$$

$$F_t^t = \frac{0.8 P}{6 (3.88)} = 0.0344 P$$

$$F_v^t = 1200 (1 - \frac{F_{tAb}^t}{17300}) = 1200 (1 - \frac{0.0344 P (3.88)}{17300}) = 1200 - 0.00925 P$$

$$F_v^t < F_v^t \quad \therefore \quad 0.0285 P < 1200 - 0.00925 P$$

$$P < 342.3 \text{ KN}$$

$$F_t^t = 0.0344 P = 0.0344 (342.30) = 11.77 < 30.50 \text{ O.K.}$$

• حداكثر مقدار P براي اصطفايي اصطفايي برابر با 342.3 KN مي شود .

• اتصال در نوع برشي اصطفايي :

$$F_v^t = 3790 - 1.8 F_v^t = 3790 - 1.8 (0.0258 P) = 3790 - 0.0464 P$$

$$= 3790 - 0.0464 P$$

$$F_t^t < F_t^t \quad \therefore \quad 0.0344 P < 3790 - 0.0464 P$$

$P < 468.8 \text{ KN}$

از طرف دیگر با بررسی  $F_v$  حداکثر مقدار P بصورت زیر محاسب میشود.

$F_v = 0.0258 P < 2050 \quad \therefore \quad P < 794.6 \text{ KN}$

نتیجه خواهد بود.

و چون این مقدار از  $498/8$  کلو نیوتون بیشتر است لذا حداکثر مقدار P همان  $498/8$  کلو نیوتون خواهد بود.

$= 4 - 19 =$

مقدار  $\frac{F}{A}$  اینها از نوع  $A325$  است که از نوع  $\frac{F}{A}$  اینها

با ۴۱۰ کلو نیوتون و نیرویی که برای برآورد  $540$  کلو نیوتون را حساب کنید. اتصال به نوعی

خواهد بود که نیروی  $F$  از برای این  $A325$  است.

سطح برقی از قسمت درگاهها خواهد بود.

حل:

الف) اتصال برقی مورد بررسی قرار میگیرد.

$$\left| \begin{array}{l} F_t = 3790 - 1.4 F_v < 3050 \text{ bar} \\ F_v < 2050 \text{ bar} \end{array} \right.$$

در حالت کلی  $F_t = c_1 - c_2 F_v$  که  $c_1$  و  $c_2$  دو مقدار ثابت میباشند. این رابطه کلی

را می توان به صورت زیر نوشت:

$$F_t A_b = c_1 A_b - c_2 F_v A_b < F_t A_b$$

$$F_t A_b = V \quad , \quad F_t A_b = T \quad \text{جوابیم داریم} \quad \text{که} \quad F_t A_b = T \quad \text{درین رابطه} \quad A_b$$

لذا داریم:

$$T = c_1 A_b - c_2 V < F_t A_b$$

$$= 1200 - 0.274 f_t$$

$$F'_v = 1200 - 1200 (0.000228) f_t \quad \text{از اینجا داریم:}$$

$$\frac{A_b}{T} = \frac{12500}{2.85} = 0.000228$$

برای پیچ A325 از نوع اینچ از پیچ  $\frac{1}{2}$  استفاده می‌کنیم.

$$F'_v < 1200 (1 - f_t \frac{A_b}{T})$$

برای این حالت خواهد بود:

(ب): اتصال اصطکایی مورد بررسی برای پیچ‌های AISC بر طبق ضوابط AISC رابطه معادل

استفاده خواهد کرد.

در صورت استفاده از پیچ‌های A325 از نوع اینچ از پیچ  $\frac{1}{2}$  استفاده می‌کنیم.

$$n = \frac{25.4}{2.85} = 9$$

$$V \text{ حد اکثر} = 25.4 (2050) = 520.7 \text{ KN} > 310 \text{ O.K.}$$

پس بر روی پیچ‌ها تستی کنترل می‌شود.

چون رابطه کلی فوق با استفاده از رابطه حد اکثر محاسبه شده است لذا مقدار

$$A_b = \frac{53000 + 1.4 (31000)}{3790} = 25.4 \text{ cm}^2$$

خواهد کرد.

این رابطه بر حسب معادله 5 T. V در مبدا معلوم شده است سطح کل سطح در پیچ را

$$A_b = \frac{C_1}{T + C_2 V} \quad \text{(الف)}$$

در اتصال بطور اتصال کامل (۳۴ - ۴) و در هر دو طرفه جهت خروج از مرکزیت نسبت به مرکز جاذبه و برشی حاصل از آن با خروج از مرکزیت

۱۴ عدد به  $\frac{4}{3}$  از نوع A 325 برای اتصال اصطکایی به کار خواهد رفت.

$$n = \frac{2.85}{38} = 13.3 \quad (\text{تعداد پیچ لازم})$$

$$T = 3050 (38) = 53000 \text{ dan } 0.k.$$

کشی حاصل از کشش را تعیین

چون از رابطه (ب) استفاده شده است لذا برای جرم به صورت کلی در نظر گرفته می شود

$$A_b = \frac{4800}{1.1T + 4V} = \frac{4800}{1.1(53000) + 4(31000)} = 38 \text{ cm}^2$$

در این مثال سطح مقطع مورد نیاز به صورت زیر تعیین خواهد شد:

$$A_b = \frac{6000}{4V + 1.1T}$$

برای پیچهای A 490 رابطه فوق به صورت زیر در خواهد آمد:

$$A_b = \frac{4800}{4V + 1.1T} \quad (ب)$$

پیچهای اصطکایی تعیین خواهد شد.

حال اگر صورت و سطح این کشش را در ۴ ضرب کنیم رابطه را بطور زیر خواهیم داشت (الف) جهت مساوی

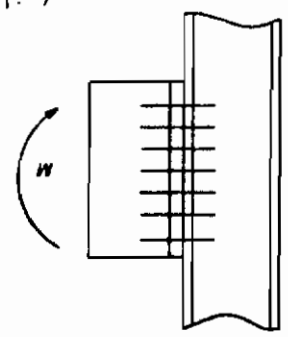
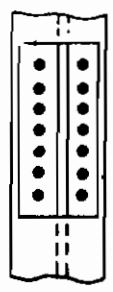
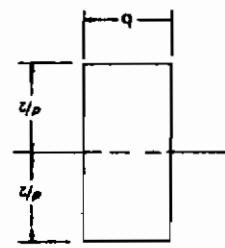
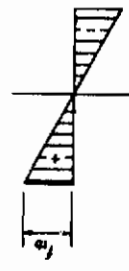
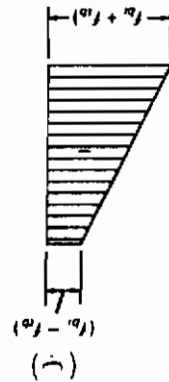
$$A_b = \frac{1200}{V + 0.274T}$$

$$V = 1200 A_b - 0.274 T$$

$$A_b F_v = 1200 A_b - 0.274 T \quad A_b F_t = 1200 A_b - 0.274 T$$

شکل (۴-۴) - نمودار تنش برآوردی در سازه‌های بت‌ساخته و فولاد در سازه بت‌ساخته

(۱) تنش در سازه بت‌ساخته  
(۲) تنش در سازه فولاد در سازه بت‌ساخته



در سازه بت‌ساخته، تنش در بتن و فولاد در سازه بت‌ساخته را می‌توان به صورت زیر نشان داد. در سازه بت‌ساخته، تنش در بتن و فولاد در سازه بت‌ساخته را می‌توان به صورت زیر نشان داد. در سازه بت‌ساخته، تنش در بتن و فولاد در سازه بت‌ساخته را می‌توان به صورت زیر نشان داد. در سازه بت‌ساخته، تنش در بتن و فولاد در سازه بت‌ساخته را می‌توان به صورت زیر نشان داد.







$$f_t = \frac{A_p}{T} = \frac{2 \times 2.85}{0.281 P} = 0.049 P$$

و شدت کشش در هر یک از سنج‌های بولت‌های خواهد شد.

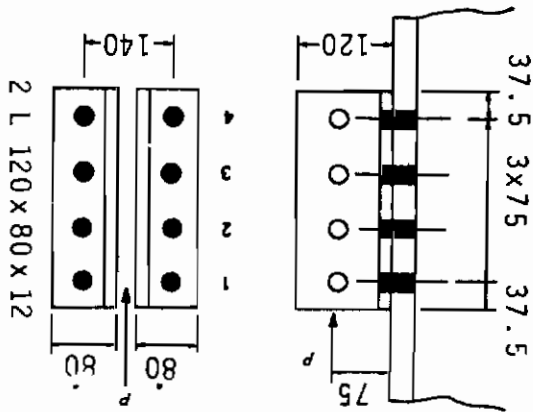
$$T = f_{tb} b p = 0.00234 P (16) (7.5) = 0.281 P$$

مقدار کشش موجود در دو سنج بولت‌های خواهد شد.

$$f_{tb} = 0.0031 P \frac{15}{15 - 3.75} = 0.00234 P$$

حالتی که کشش کلی را برای سنج بولت‌های مشابه کنیم خواهیم داشت.

شکل (۴-۴) - اتصال تحت برش و جوش



$$f_{tb} = \frac{6M}{b d^2} = \frac{6 P (7.5)}{16 (30)^2} = 0.0031 P$$

و کشش کلی حاصل از جوش خواهد شد.

جدول ۱۰-۱۰: خواص جداول

$$f_v = \frac{A}{P} = \frac{8(2.85)}{P} = 0.044 P$$

با استفاده از جدول ۱۰-۱۰ (AISC) بر مبنای خواص جداول ۱۰-۱۰، خواص جداول

خواص جداول

$$F_t = 3790 - 1.4 f_v \leq 3050$$

$$0.049 P = 3790 - 1.4 (0.044 P)$$

$$P = 342.6 \text{ KN}$$

کنترل

$$F_t = 0.049 (34260) = 1679 \text{ bar} < 3050 \text{ O.K.}$$

$$F_v = 0.044 (34260) = 1507 \text{ bar}$$

این ظرفیت اتصال می تواند برای ۳۳۲/۶ KN باشد.

در نظر گرفتن کلاف اولیه - روی ساده

با رانگی که متاخر اولیه بین ورق های در سازه حاصل می شود

و با استفاده از رابطه ۱۰-۱۰، جملاتی بدست می آید.

$$f_t = \frac{I}{M_y} = \frac{\sum A y^2}{M_y}$$

(۱۰-۱۰)

(۱۰-۱۰) رابطه ۱۰-۱۰ اتصال را با استفاده از رابطه ۱۰-۱۰، جملاتی بدست می آید.

به صورت زیر نوشته می شود.

$$f_t = \frac{6 M_p}{A n^2 p^2} \left( \frac{n p}{n p - p} \right) = \frac{12 M}{A n^2 p^2} \left( \frac{p}{p (n-1)} \right) \left( \frac{1}{n-1} \right)$$

(1) bracket

(2) pitch

برای تعادل در این حالت باید  $\sum M_y = 0$  باشد. فرض می‌کنیم که در این حالت  $\theta = 0$  است. در این صورت  $\sum M_y = 0$  می‌شود.  $\sum M_y = 0 \Rightarrow 4 \times 2.85 \times 3.75 + 11.25 \times 2 = 1603 \text{ cm}^4$

پس  $4 \times 2.85 \times 3.75 + 11.25 \times 2 = 1603$  می‌شود.  $4 \times 2.85 \times 3.75 = 42.75$  و  $11.25 \times 2 = 22.5$  پس  $42.75 + 22.5 = 65.25$  که با  $1603$  برابر نیست. پس باید  $\theta$  را تغییر دهیم.  $\sum M_y = 0 \Rightarrow 4 \times 2.85 \times 3.75 \cos \theta + 11.25 \times 2 \sin \theta = 1603$

در اینجا  $\theta$  را به گونه‌ای می‌توانیم پیدا کنیم که  $\sum M_y = 0$  باشد.

$$f_t = \frac{M_y}{A y^2} = \frac{P (7.5) (11.25)}{1603} = 0.053 P$$

$$A y^2 = 4 (2.85)^2 (3.75)^2 + 11.25^2 = 1603 \text{ cm}^4$$

پس:

در اینجا  $\theta$  را به گونه‌ای می‌توانیم پیدا کنیم که  $\sum M_y = 0$  باشد.  $\sum M_y = 0 \Rightarrow 4 \times 2.85 \times 3.75 \cos \theta + 11.25 \times 2 \sin \theta = 1603$

در اینجا  $\theta$  را به گونه‌ای می‌توانیم پیدا کنیم که  $\sum M_y = 0$  باشد.  $\sum M_y = 0 \Rightarrow 4 \times 2.85 \times 3.75 \cos \theta + 11.25 \times 2 \sin \theta = 1603$

$$I = \frac{1}{12} \left( \frac{p}{A} \right) (n p)^3$$

در اینجا  $\theta$  را به گونه‌ای می‌توانیم پیدا کنیم که  $\sum M_y = 0$  باشد.  $\sum M_y = 0 \Rightarrow 4 \times 2.85 \times 3.75 \cos \theta + 11.25 \times 2 \sin \theta = 1603$

تعیین ضرایب اتصال در هر خط اتصال \* بر مبنای ضوابط AISC

در هر خط اتصال  $n = \sqrt{(4.3)^2 + (3.3)^2} = 5.4$

تعداد لایه ورق اتصال برشی  $n = \frac{27000}{2(4656)} = 2.9$

تعداد لایه ورق اتصال کششی  $n = \sqrt{\frac{6 \times 27000}{11834 \times 7.5}} = 4.3$

لذا تعداد اتصال برشی هر خط اتصال خواهد بود.

چون مقدار اتصال کششی برای هر خط اتصال  $M = \frac{27000 \times 0.2}{2} = 2700 \text{ dan}$

و ورق اتصال کششی (هر خط)  $R_T = 3050 * (3.88) = 11834 \text{ dan}$

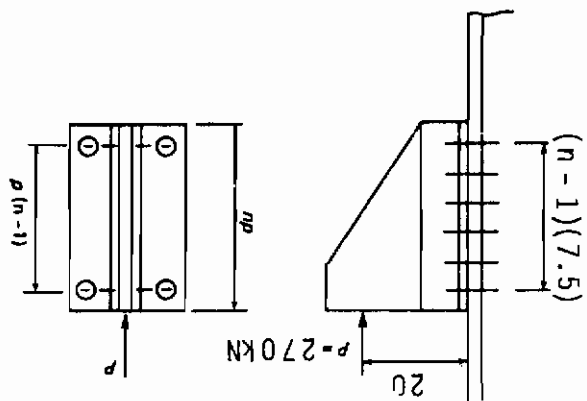
(هر خط)  $R_{SS} = 1200 * (3.88) = 4656 \text{ dan}$

$n = \sqrt{\frac{6M}{R_p}}$  - طرح اتصال اصطکایی، ورق اتصال برشی (الف)

میزان نیروی کششی در هر خط اتصال  $(4 - 1) * 3050 = 9150 \text{ dan}$  است که از آنجا که این مقدار از ظرفیت کششی هر خط اتصال  $4656 \text{ dan}$  کمتر است، بنابراین هر خط اتصال در صورت وجود ورق اتصال کششی در هر خط اتصال، ورق اتصال کششی را نخواهد داشت.

حل:

تعداد  $(4 - 1) * 3050$



• تعداد کل ۱۰ پیچ یعنی ۵ پیچ در هر خط پیچ را کثیرال می‌کنیم.

$$\sum A_y^2 = 4 (3.88)^2 + 15^2 = 4365 \text{ cm}^4$$

$$f_t = \frac{\sum A_y^2}{M_y (20) (15)} = \frac{4365}{27000 (20) (15)} = 1856 \text{ bar}$$

$$f_v = \frac{\sum A}{P} = \frac{10 \times 3.88}{27000} = 696 \text{ bar}$$

برای پیچ A325 قطر  $\frac{Y}{8}$  یعنی برای حالت درجه ۴ (طبق ۴-۲۸)

$$F_t^v = 1200 * (1 - f_t \frac{A_b}{A}) = 1200 (1 - 1856 \frac{17300}{3.88}) = 700 \text{ bar}$$

• چون  $f_v = 696 < F_t^v = 700$  است لذا قابل قبول خواهد بود.

• پس ۱۰ پیچ  $\frac{Y}{8}$  به کار گرفته خواهد شد.

(ب) - طرح اتصال برقی،

$$R_{ss} = 2050 * (3.88) = 7954 \text{ dan (هر پیچ) خط خمش برقی}$$

$$R_T = 3050 * (3.88) = 11834 \text{ dan (هر پیچ) خط خمش کششی}$$

روشن است که در این حالت (الف) جوامع پیوسته (الف) جوامع پیوسته (۲۰ - ۴) به کار گرفته شده است. تعداد پیچ ها باید در هر خط پیچ ۴ عدد باشد و در هر خط پیچ ۵ عدد باشد. تعداد کل پیچ ها باید ۲۰ عدد باشد.

$$\sum A_y^2 = 4 (3.88)^2 + 15^2 = 4365 \text{ cm}^4$$

\* بر طبق ضوابط AISCS

$$f_t = \frac{My}{\sum A_y^2} = \frac{27000(20)(11.25)}{2182.5} = 2784 \text{ bar}$$

$$f_v = \frac{P}{\sum A} = \frac{27000}{8 \times 3.88} = 870 \text{ bar}$$

تنش مجاز کششی پیچ درین حالت خواهد شد .

$$F'_t = 3790 - 1.4 f_v = 3790 - 1.4 \times 870 = 2572 < 2784 \text{ NG}$$

لذا درین حالت نیز از ۱۰ پیچ  $\frac{7}{8}$  اینچ از نوع A325 استفاده خواهد شد .

#### ۴ - ۱۱ = طرح خمیری اتصالات با پیچ مقاومت بالا

در حالت کلی، روش طراحی خمیری این حالت مطابق همان روش‌های طراحی ذکر شده خواهد بود. چنانچه قبلاً نیز گفته شد مقدار مجاز تنش‌ها براساس مقاومت نهایی اتصال تعیین شده و ضریب اطمینان بین ۲/۲ الی ۳ (برطبق طول اتصال) در نظر گرفته شده است. هرگاه طرح خمیری براساس AISC مورد نظر باشد، می‌بایستی اتصالات قادر به تحمل لنگرها و نیروهای ضرب شده در ضریب بار (۱/۷ برای نیروهای ثقلی) باشند. بدیهی است تنش‌های مجاز نیز در همان ضرایب ضرب خواهند شد. درین حالت مقاومت نهایی حاصل ضرب ضریب بار (۱) (یعنی ۱/۷) در بار کاربردی (۲) خواهد بود. اگر غرض بالا بردن ضریب اطمینان باشد می‌توان از ضریب بار بیشتری برای پیچ‌ها استفاده کرد. پس از بالا بردن مقادیر ظرفیت برشی، فشاری، کششی پیچ و برچ‌ها، روش طراحی اتصالات همان روش‌های ذکر شده در بندهای (۴-۷) الی (۴-۱۰) خواهد بود.

#### مسائل

۴ - ۱ - ظرفیت کششی اتصال شکل (۴ - ۳۶) را در دو حالت زیر معین کنید.

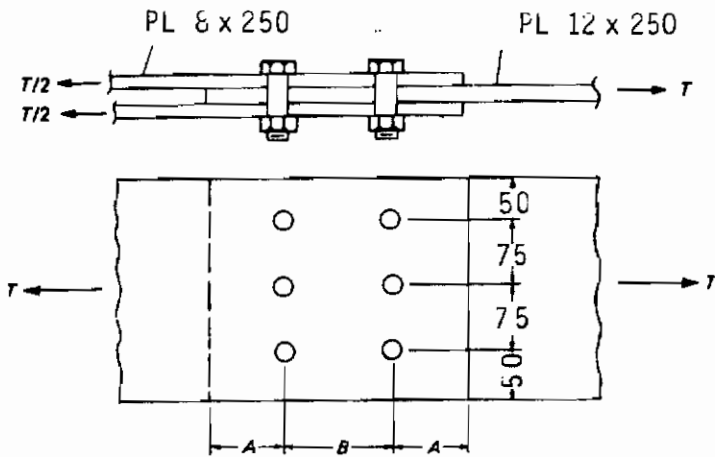
الف - هرگاه این اتصال از نوع اصطکاکی باشد.

ب - هرگاه این اتصال از نوع برشی باشد نوع پیچ‌ها A325 و قطر آنها  $\frac{3}{4}$  اینچ است

(1) load factor

(2) service load

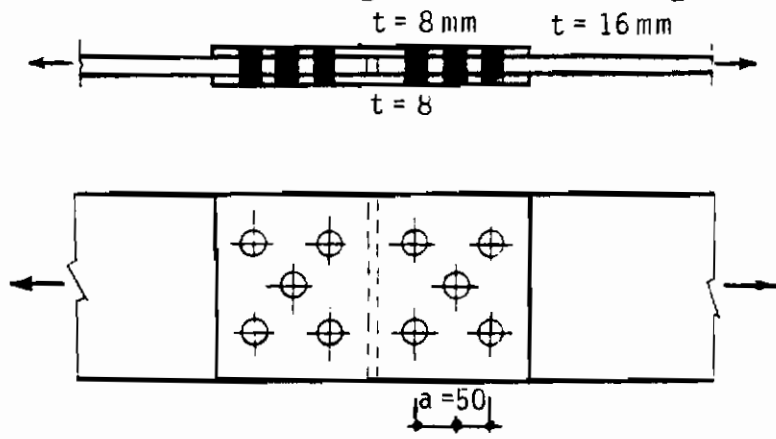
فرض می‌شود که سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها واقع شده است. مقادیر A و B را نیز معین کنید.



شکل (۴-۳۶)

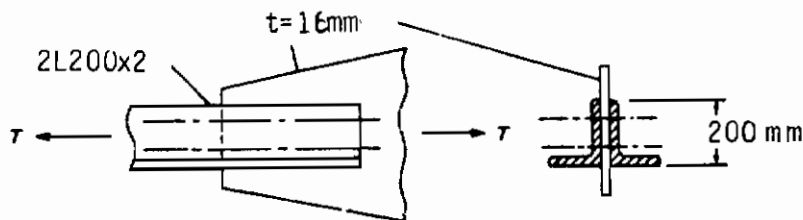
۴-۲- مقدار ضریب اطمینان اتصال مذکور در مثال (۴-۱) را در برابر لغزش معین کنید. آیا انتظار لغزش اتصال را در اثر نیروی وارده دارید؟

۴-۳- در اتصال شکل (۴-۳۷) مقدار T را معین کنید. درین اتصال قطر پیچ‌ها  $\frac{Y}{A}$  اینچ و نوع آنها 325 A است. این مساله را در دو حالت اصطکاکی و برشی حل کنید. در هر دو حالت فواصل پیچ‌ها را از یکدیگر و از لبهء ورق معین کرده و بگوئید آیا مقدار a مناسب است یا خیر. سطح برش بر قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها میگذرد.



شکل (۴-۳۷)

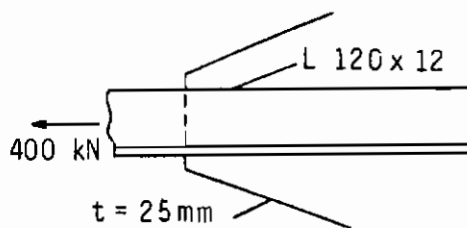
۴-۴- در شکل (۴-۳۸) تعداد پیچ‌های لازم را جهت تأمین ظرفیت کششی دونبشی شان داده شده را معین کنید. سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ قرار گرفته است. این مسأله را برای دونوع اتصال برشی و اصطکاکی حل کنید. قطر پیچ‌ها  $\frac{3}{4}$  اینچ است.



شکل (۴-۳۸)

۴-۵- مسأله (۴-۳۹) را با فرض این که قطر پیچ‌ها  $\frac{7}{8}$  اینچ بوده و سطح برش در قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها باشد حل کنید.

۴-۶- در اتصال شکل (۴-۳۹) اگر قطر پیچ‌ها مصرفی  $\frac{3}{4}$  اینچ باشد و نوع اتصال اصطکاکی فرض شود. کوتاه‌ترین رویهم‌آمدگی را برای اتصال طراحی کنید. نوع پیچ‌های مصرفی A 325 است.

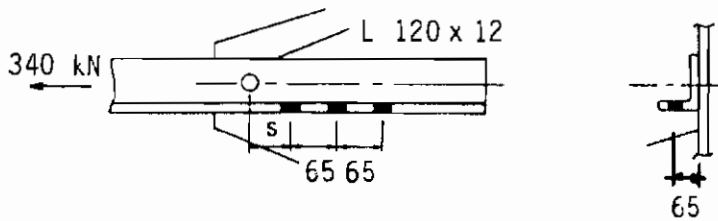


شکل (۴-۳۹)

۴-۷- مطلوب‌ست تعیین تعداد پیچ‌های لازم جهت اتصال تک‌نبشی L 120 x 12 شکل (۴-۴۰) به ورق اتصال. نوع پیچ‌ها A 325 و قطر آنها را ۲۲ میلی‌متر انتخاب کنید.

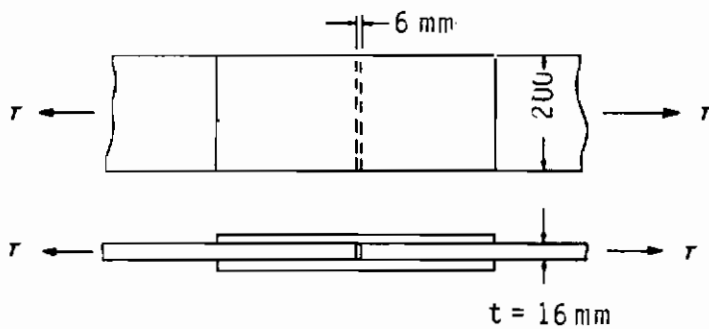


فرض می‌شود که سه سوراخ در بال آزاد نبشی وجود داشته باشد. پیچ‌های مورد نظر در یک ردیف و اولین پیچ به فاصله  $S$  از اولین سوراخ خالی قرار گرفته است.



شکل (۴-۴۰)

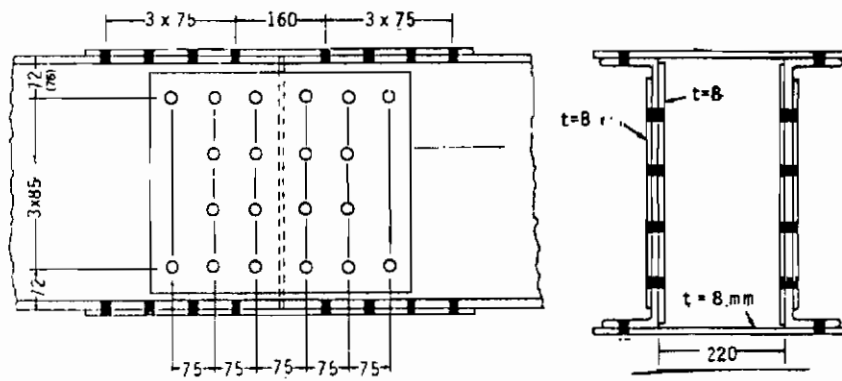
۴-۸- حداکثر ظرفیت کششی اتصال زیر را معین کنید در صورتی که نوع پیچ‌های صرفی A 325 و قطر آنها ۲۲ میلی‌متر بوده و سطح برش نیز از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها نگذرد. نوع اتصال را برشی فرض کنید.



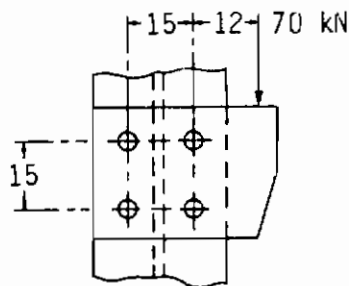
شکل (۴-۴۱)

۴-۹- ظرفیت مجاز اتصال شکل (۴-۴۲) را معین کنید، درین اتصال از پیچ‌های A325 به قطر ۲۲ میلی‌متر استفاده شده و نوع اتصال برشی است بنوعی که سطح برش از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها نمی‌گذرد.

۴-۱۰- حداکثر مقدار تنش را در پیچ‌های شکل (۴-۴۳) معین کنید. نوع پیچ‌ها A 325 قطر آنها  $\frac{Y}{A}$  اینچ و سطح برش بر قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها نمی‌گذرد. این مسأله را بدو روش ارتجاعی قدیمی و ارتجاعی اصلاح شده حل کنید.



شکل (۴-۴۲)



شکل (۴-۴۳)

۴-۱۱- با توجه به شکل (۴-۴۴) مطلوبست تعیین مقدار مجاز  $P$  در روش‌های مختلف زیر، نوع پیچ‌ها A325 قطر آنها  $\frac{7}{8}$  اینچ، سطح برش خارج از قسمت دندانه دار پیچ‌ها واقع شده است.

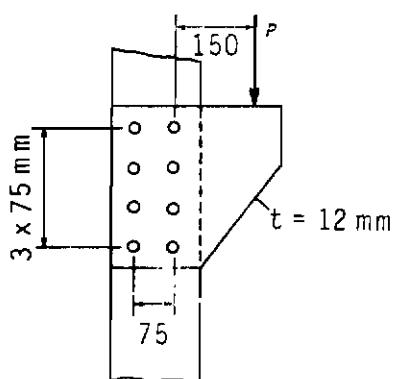
الف - روش ارتجاعی قدیمی

ب - روش ارتجاعی اصلاح شده

ج - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$

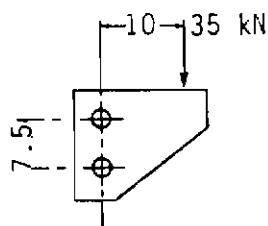
د - روش محاسباتی پیشنهادی

نتایج بدست آمده را طی جدولی با یکدیگر مقایسه کنید.



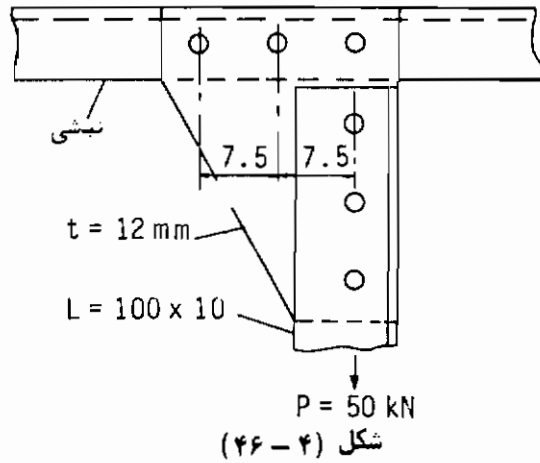
شکل (۴-۴۴)

- ۴-۱۲ - مسأله (۴-۱۱) را با فرض اصطکاکی بودن اتصال حل کنید.
- ۴-۱۳ - مطلوبست تعیین قطر مناسبی برای پیچ‌های اتصال شکل (۴-۴۵). در این اتصال از پیچ‌های A490 بصورت برشی استفاده شده است. سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها واقع شده است.
- الف - از روش ارتجاعی قدیمی استفاده شود.
- ب - از روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$  استفاده شود.

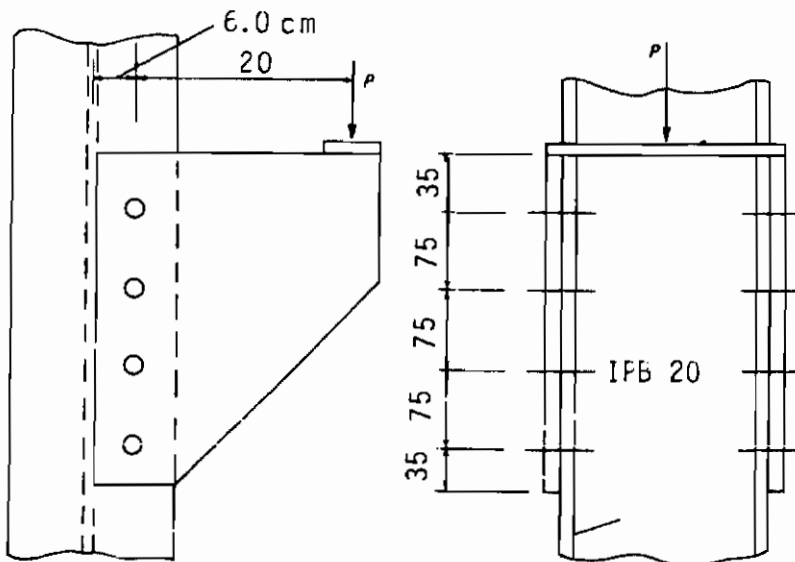


شکل (۴-۴۵)

- ۴-۱۴ - با فرض این که ظرفیت اتصال با مقاومت پیچ‌ها تعیین شود و نوع پیچ‌ها A325 باشد، مطلوبست تعیین محاسبه قطر پیچ‌ها در اتصال شکل (۴-۴۶) سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها است با دو روش زیر مسأله را حل کنید.
- الف - روش ارتجاعی قدیمی
- ب - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$



- ۴-۱۵ - ظرفیت مجاز اتصال (۴-۴۷) را معین کنید نوع اتصال اصطکاکی، نوع پیچ‌ها A325 و قطر آنها  $\frac{3}{4}$  اینچ است، مساله‌ها را با سه روش زیر حل کنید و نتایج را مقایسه نمایید.
- الف - روش ارتجاعی قدیمی
- ب - روش ارتجاعی اصلاح شده
- ج - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $2/5$

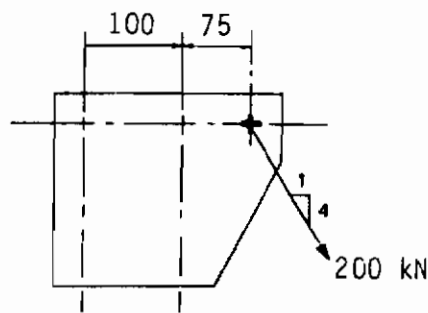


- ۴-۱۶ - مجموعه پیچ‌هایی در دو ردیف عمود بر هم قرار گرفته‌اند (شکل ۴-۴۸).

فواصل عمودی پیچ‌ها  $\frac{7}{8}$  سانتیمتر است. اگر نوع پیچ‌ها A325 و قطر آنها  $\frac{7}{8}$  اینچ باشد و نوع اتصال را برشی بگیریم مطلوبست تعیین تعداد پیچ‌ها با دو روش زیر. (سطح برش خارج قسمت دنداندار پیچ است).

الف - روش ارتجاعی قدیمی

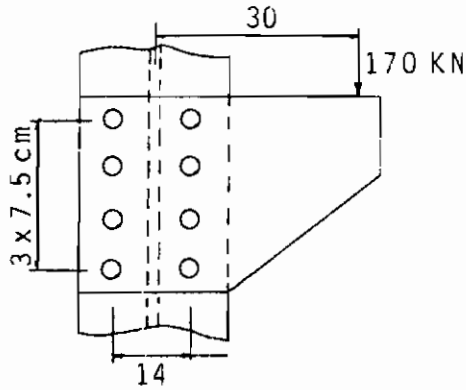
ب - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$



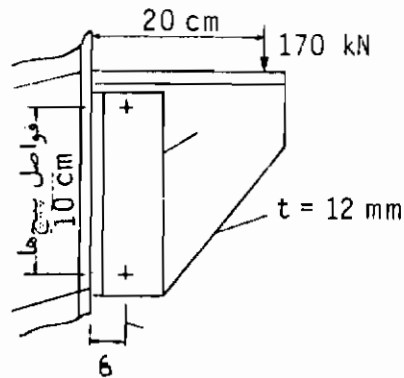
شکل (۴ - ۴۸)

۴ - ۱۷ - مسأله (۴ - ۱۶) را با پیچ‌هایی از نوع A490 به قطر ۲۰ میلیمتر تکرار کنید.  
 ۷ - ۱۸ - اگر نوع پیچ‌های مورد مصرف در اتصال شکل (۴ - ۴۹) A325 بوده و قطر آنها  $\frac{7}{8}$  اینچ باشد و سطح برش از قسمت دنداندار پیچ‌ها بگذرد مقدار تنش حداکثر را در اتصال برشی فوق‌الذکر با دو روش زیر محاسبه کنید.  
 الف - روش ارتجاعی قدیمی  
 ب - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$   
 آیا برطبق ضوابط AISC این اتصال مناسب است.

۴ - ۱۹ - اگر نوع پیچ‌های مورد مصرف در اتصال شکل (۴ - ۵۰) A325 بوده و قطر آنها  $\frac{7}{8}$  اینچ باشد و سطح برش از قسمت دنداندار پیچ‌ها نگذرد نتایج حاصل از دو روش محاسباتی زیر را با هم مقایسه کنید.  
 الف - روش ارتجاعی قدیمی  
 ب - روش مقاومت نهایی با ضریب اطمینان  $\frac{2}{5}$   
 ضخامت نبشی‌ها را جهت جلوگیری از لهیدگی سوراخ معین کنید.



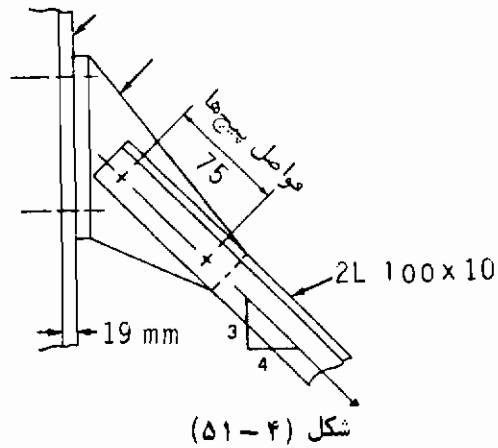
شکل (۴-۴۹)



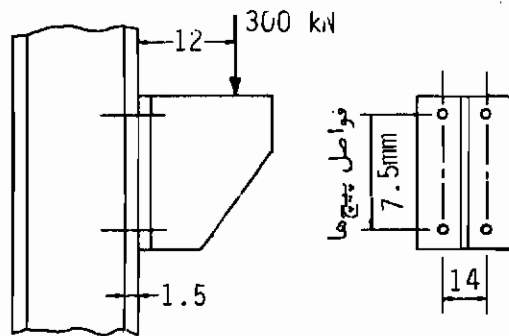
شکل (۴-۵۰)

۴-۲۰ - در مسأله (۴-۱۹) اگر ضخامت بال ستون  $\frac{1}{9}$  سانتیمتر باشد، تعداد پیچ‌های مورد نیاز جهت اتصال سگدست به ستون را معین کنید (این پیچ‌ها تحت اثر برش و کنش خواهند بود).

۴-۲۱ - در اتصال شکل (۴-۵۱) هرگاه قطر پیچ‌ها  $\frac{7}{8}$  اینچ بوده و نوع آنها A325 باشد و سطح برش بر قسمت دندان‌دار پیچ‌ها نگذرد با فرض اصطکاکی بودن اتصال تعداد پیچ‌های لازم جهت اتصال نبشی‌ها به T و T را به ستون بال پهن محاسبه کنید. از ظرفیت حداکثر نبشی‌ها استفاده خواهد شد.



- ۴-۲۲ - در اتصال شکل (۴-۵۲) تعداد پیچ‌های لازم را جهت اتصال نیم‌رخ T به ستون بال پهن محاسبه کنید نوع پیچ‌ها A325 و قطر آنها  $\frac{7}{8}$  اینچ است. این مسأله را در دو حالت زیر حل کنید.
- الف - از روش اتصال اصطکاکی استفاده شود.
- ب - از روش اتصال برشی استفاده شود و فرض گردد که سطح برش بر قسمت دندان‌دار پیچ‌ها نمی‌گذرد.



شکل (۴-۵۲)

## مراجع مؤلفین

1. C. Batho and E. H. Bateman, "Investigations on Bolts and Bolted Joints," Second Report of the Steel Structures Research Committee. London: His Majesty's Stationery Office, 1934.
2. W. M. Wilson and F. P. Thomas, "Fatigue Tests on Riveted Joints," Bulletin 302, Engg. Experiment Station, U. of Illinois, Urbana, Ill., 1938.
3. A. E. R. De Jonge, "Riveted Joints; a Critical Review of the Literature Covering Their Development." New York: American Society of Mechanical Engineers, 1945.
4. "Symposium on High-Strength Bolts," Proc. AISC National Engineering Conference, 1950, pp. 22-43.
5. William H. Munse, "Research on Bolted Connections," *Transactions, ASCE*, 121 (1956), 1255-1266.
6. "Rivets and High-Strength Bolts, A Symposium," *Transactions, ASCE*, 126, Part II (1961), 693-820.
7. *Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation, Feb. 4, 1976.
8. John W. Fisher and John H. A. Struik, *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1974.
9. John L. Rumpf and John W. Fisher, "Calibration of A325 Bolts," *Journal of Structural Division, ASCE*, 89, ST6 (December 1963), 215-234.
10. G. H. Sterling, E. W. J. Troup, E. Chesson and J. W. Fisher, "Calibration Tests of A490 High-Strength Bolts," *Journal of Structural Division, ASCE*, 91, ST5 (October 1965), 279-298.
11. Richard J. Christopher, Geoffrey L. Kulak, and John W. Fisher, "Calibration of Alloy Steel Bolts," *Journal of Structural Division, ASCE*, 92, ST2 (April 1966), 19-40.
12. W. C. Stewart, "What Torque?," *Fasteners*, 1, 4(1944), 8-10.
13. G. A. Maney, "Bolt Measurements by Electrical Strain Gages," *Fasteners*, 2, 1 (1945), 10-13.
14. G. A. Maney, "Predicting Bolt Tension," *Fasteners*, 3, 5 (1946), 16-18.
15. J. W. Fisher, P. O. Ramseier, and L. S. Beedle, "Strength of A440 Steel Joints Fastened with A325 Bolts," *Publications, IABSE*, 23 (1963).
16. John H. A. Struik, Abayomi O. Oyeledun, and John W. Fisher, "Bolt Tension Control with a Direct Tension Indicator," *Engineering Journal, AISC*, 10, 1(First Quarter 1973), 1-5.
17. Desi D. Vasarhelyi, Said Y. Beano, Ronald B. Madison, Zung-An Lu and Umesh C. Vasisht, "Effects of Fabrication Techniques on Bolted Joints," *Transactions, ASCE*, 126, Part II (1961), 764-796.
18. R. A. Hechtman, D. R. Young, A. G. Chin, and E. R. Savikko, "Slip of Joints Under Static Loads," *Transactions, ASCE*, 120 (1955), 1335-1352.



19. Robert T. Foreman and John L. Rumpf, "Static Tension Tests of Compact Bolted Joints." *Transactions, ASCE*, 126, Part II (1961), 228-254.
20. Gordon H. Sterling and John W. Fisher, "A440 Steel Joints Connected by A490 Bolts," *Journal of Structural Division, ASCE*, 92, ST3 (June 1966), 101-118.
21. Desi D. Vasarhelyi and Kah Ching Chiang, "Coefficient of Friction in Joints of Various Steels," *Journal of Structural Division, ASCE*, 93, ST4 (August 1967), 227-243.
22. George C. Brookhart, I. H. Siddiqi, and Desi D. Vasarhelyi, "Surface Treatment of High-Strength Bolted Joints," *Journal of Structural Division, ASCE*, 94, ST3 (March 1968), 671-681.
23. Ronald N. Allen and John W. Fisher, "Bolted Joints With Oversize or Slotted Holes," *Journal of Structural Division, ASCE*, 94, ST9 (September 1968), 2061-2080.
24. Sherwood F. Crawford and Geoffrey L. Kulak, "Eccentrically Loaded Bolted Connections," *Journal of Structural Division, ASCE*, 97, ST3 (March 1971), 765-783.
25. Geoffrey L. Kulak, "Eccentrically Loaded Slip-Resistant Connections," *Engineering Journal, AISC*, 12, 2(2nd Quarter 1975), 52-55.
26. T. R. Higgins, "New Formulas for Fasteners Loaded Off Center," *Engineering News-Record* (May 21, 1964).
27. A. L. Abolitz, "Plastic Design of Eccentrically Loaded Fasteners," *Engineering Journal, AISC*, 3, 2 (July 1966), 122-132.
28. Carl L. Shermer, "Plastic Behavior of Eccentrically-Loaded Connections," *Engineering Journal, AISC*, 8, 2 (April 1971), 48-51.
29. T. R. Higgins, "Treatment of Eccentrically-Loaded Connections in the AISC Manual," *Engineering Journal, AISC*, 8, 2 (April 1971), 52-54.
30. J. W. Fisher, "Behavior of Fasteners and Plates with Holes," *Journal of Structural Division, ASCE*, 91, ST6 (December 1965), 265-286.
31. T. R. Higgins and W. H. Munse, "How Much Combined Stress Can a Rivet Take?," *Engineering News-Record* (Dec. 4, 1952), 40-42.
32. Eugene Chesson, Jr., Norberto L. Faustino, and William H. Munse, "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear," *Journal of Structural Division, ASCE*, 91, ST5 (October 1965), 155-180.
33. Hans William Hagen and Richard C. Penkul, "Design Charts for Bolts with Combined Shear and Tension," *Engineering Journal, AISC*, 2, 2 (April 1965), 42-45.



## جوش

### ۵-۱. مقدمه

اتصال قطعات فلزی بکمک حرارت به نحوی که حرارت وارده آنها را به شکل خمیری و یا مذاب درآورد، فرآیند جوشکاری نامیده می‌شود. امکان دارد جهت اتصال جوشی، قطعات فلزی را روی یکدیگر نیز کوبید. برطبق نوشته مورخین چندین هزار سال پیش جوشکاری بشکل ابتدایی خود بکار برده می‌شد. مصریان حدود ۵۵۰۰ سال قبل از میلاد مسیح به منظور ساخت لوله‌های مسی، ورقهای مس را بشکل لوله درآوردند و با چکشکاری دولب رویهم آمده ورقها لوله تهیه می‌کردند. برطبق نوشته وینترتن<sup>۱</sup> (1) در ظروف قدیمی مصری که مربوط به سالهای ۳۰۰۰ قبل از میلاد مسیح است. سیم‌های طلائی را به کمک حرارت و چکشکاری درزمینه مسی نشانده‌اند. این نوع جوشکاری اولین اقدام بشر در متصل نمودن فلزات به یکدیگر است. با این روش در شمشیرهای دمشق لایه‌های آهنی مختلف را به یکدیگر متصل می‌کردند. یک‌چنین جوشکاری چکشی<sup>۲</sup> آنچنان رونق و اهمیتی پیدا کرد که رومیان قدیم نام یکی از خدایان خود را ولکان<sup>۳</sup> (خدای آتش و فلزکاری) گذاشتند. امروزه جوشکاری چکشی هنری فراموش شده است و آخرین کسانی که آنرا بکار می‌بردند اهنگران روستاها و شهرهای کوچک بوده‌اند. جوشکاری به معنای امروزی آن از پیچ و خم بسیاری گذشته و به این مرحله رسیده است. در ادامه این بند از کتاب سعی شده است بخشی از این سیر تاریخی ذکر شود.

تا سال ۱۸۷۷ میلادی عملاً "پیشرفتی قابل ذکر در امر جوشکاری به‌وقوع نپیوسته بود و تا آن تاریخ بمدت حدوداً" ۳۰۰۰ سال از روش جوشکاری چکشی و لحیم برنجی<sup>۴</sup> استفاده

---

(1) Winterton

(2) forge welding

(3) Vulcan

(4) brazing

می‌شده است. در سال ۱۸۷۷ میلادی پرفسور الیو تامپسون<sup>۱</sup> (مراجع ۲ و ۳) اقدام به یک سلسله آزمایشات با معکوس نمودن قطبین کویل‌های مبذل نمود و بدین ترتیب اساس حوش مقاومتی را پی‌ریزی کرد. و نهایتاً در سال ۱۸۸۵ میلادی اولین دستگاه حوش مقاومتی لب به لب خود را ساخت و آنرا در سال ۱۸۸۷ میلادی بمعرض نمایش گذاشت. در سال ۱۸۸۹ میلادی کافین<sup>۲</sup> (مرجع ۲) آسیایی جهت جوش شعله‌ای لب به لب ساخت و بدین ترتیب پایه‌و اساس یکی از مهمترین فرآیندهای جوشکاری را پی‌ریزی کرد.

در سال ۱۸۸۵ میلادی زرنر<sup>۳</sup> فرآیند جوشکاری قوسی با دو الکتروود کربنی را ارائه داد و در سال ۱۸۸۸ میلادی اسلاوینوف<sup>۴</sup> (۵) در کشور شوروی برای بار اول جوشکاری با الکتروودلخت و قوس الکتریک را آزمون نمود. در سال ۱۸۸۹ میلادی استرومیر<sup>۵</sup> (۲) از الکتروودهای پوشش‌دار بمنظور رفع معایب الکتروودهای بدون پوشش استفاده نمود.

در سال ۱۸۸۷ میلادی (۱) توماس فلچر<sup>۶</sup> مخلوط هیدروژن و اکسیژن را در سرلوله‌های آتش زده و نشان داد که می‌توان با موفقیت کامل توسط یک چنین شعله‌ای به برش و یا ذوب فلزات پرداخت بدنبال آن در سالهای ۱۹۰۱ - ۱۹۰۳ میلادی فوج ویی‌کارد<sup>۷</sup> مشعل دستگاه برش و جوش اکسی استیل را تهیه کردند و بدین ترتیب این زمینه از جوشکاری و برشکاری راه ظهور آوردند.

بین سالهای ۱۹۰۳ و ۱۹۱۸ میلادی از فن جوشکاری عمدتاً "به منظور تعمیر مخصوصاً" در دوران جنگ اول جهانی (۱۹۱۴ - ۱۹۱۸) میلادی استفاده می‌شد و درین زمان جوشکاری ثابت کرد که می‌تواند وسیله‌ای بسیار مفید جهت تعمیرات به حساب آید.

بعد از سال ۱۹۱۹ میلادی استفاده از جوشکاری در صنعت ساختمان با کاربرد الکتروودهای با آلیاژ مس و تنگستن بصورت جوش نقطه‌ای شروع گردید. (۱) و در سالهای ۱۹۳۰ - ۱۹۵۰ میلادی پیشرفت‌های مهمی در فن جوشکاری بوقوع پیوست (۲) و (۶). حوش با قوس غوطه‌ور به شکل تجارستی آن اولین بار در سال ۱۹۳۴ میلادی مورد استفاده قرار گرفت. درین روش از جوشکاری از نوعی پودر محافظ جهت فرآیند جوشکاری استفاده می‌شود.

امروزه بیش از ۵۰ فرآیند مختلف جوشکاری وجود دارد که به کمک آنها می‌توان فلزات

- |                    |                     |
|--------------------|---------------------|
| (1) Elihu Thompson | (2) Coffin          |
| (3) Zerner         | (4) Slavinoff       |
| (5) Strohmeyer     | (6) Thomas Fletcher |
| (7) Fouche, Picard |                     |

خالص و یا آلیاژی را بهم متصل نمود. روش‌های جوشکاری مناسبی که از آنها در سازه‌های فولادی استفاده می‌شود در بند (۵-۲) شرح داده خواهد شد.

#### ۵-۲. روش‌های عمده جوشکاری

بر طبق تعریف کتاب راهنمای جوشکاری، جوشکاری عبارتست از "فرآیندی که به کمک حرارت یا دمای مناسب به تلفیق و اتصال فلزات می‌پردازد. درین عمل ممکن است از فشار مکانیکی و یا از الکترودی‌فلزی نیز استفاده شود" می‌توان منبع انرژی حرارتی را که در این فرآیند از آن استفاده می‌شود. طبق نوع منبع به برقی، شیمیایی، نوری، مکانیکی و حالت حامد تقسیم بندی نمود. از منبع حرارتی به منظور ذوب فلز مینا و فلز الکتروود جهت ایجاد جریان فلز مذاب مورد نیاز استفاده می‌شود یا از این منبع می‌توان به منظور بالا بردن قدرت تغییر شکل پذیری فلز به نحویکه جریان خمیری فلز بتواند سبب اتصال قطعات در نوعی جوشکاری که ذوب فلزات الزامی نیست شود استفاده می‌گردد. در هر صورت حرارت بالا به رفع آلودگی سطحی فلزات کمک می‌نماید.

در روش‌های متعارف جوشکاری سازه‌های فولادی عملاً "از انرژی الکتریکی به عنوان منبع حرارتی استفاده می‌شود. نوع مصرف این انرژی نیز به صورت قوس الکتریکی می‌باشد. تخلیه الکتریکی قابل توجهی که بین الکتروود و فلز مینا در مسیر ستونی از گاز یونیزه شده اتفاق می‌افتد قوس الکتریکی می‌گویند (مرجع 7). در فرآیند جوشکاری با قوس الکتریکی، اتصال قطعات مورد جوش بکمک ذوب فلزات، توسط قوس الکتریکی انجام می‌گیرد و در این روش از فشار مکانیکی استفاده نمی‌شود.

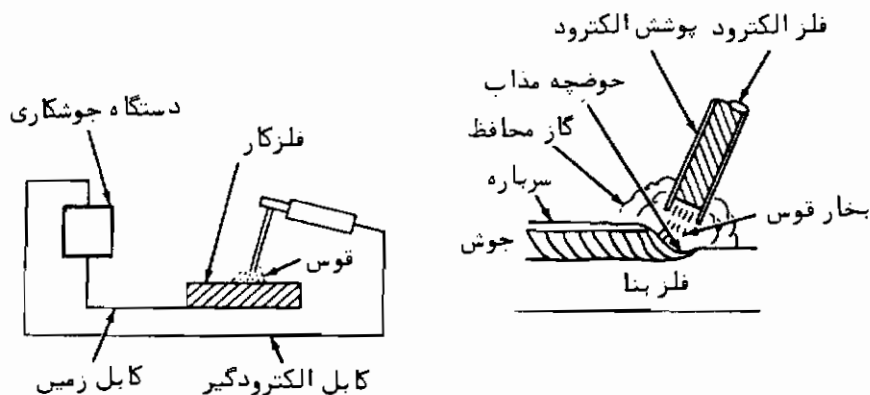
در برخی از سایر روش‌های جوشکاری که به صورت استثنایی در سازه‌های فولادی بکار برده می‌شوند از انرژی‌های نوع دیگر نیز استفاده می‌شود. در این روش‌ها از فشار مکانیکی نیز بمنظور اتصال فلزات مورد نظر پس از ذوب فلزات و یا بدون ذوب آنها استفاده شده است.

روش‌های متعدد جوشکاری دیگری نیز جهت فلزات خاص و ضخامت‌های مختلف وجود دارد. در این بند از کتاب به ذکر روش‌هایی از جوشکاری که در قطعات فولادی ساخته شده از فولادهای کربنی و فولادهای مقاوم استفاده می‌شود خواهیم پرداخت. جوشکاری با قوس الکتریک از روش‌هایی است که درین سازه‌ها مورد استفاده بسیار دارد. در برخی از حالات نظیر جوشکاری قطعات فولادی جدار نازک می‌توان از فرآیند جوشکاری مقاومتی نیز بصورت عمده‌ای استفاده

کرد.

جوشکاری خودحفاظ با قوس الکتریک<sup>۱</sup> ( SMAW )

این نوع جوشکاری یکی از قدیمیترین، ساده‌ترین و شاید عملی‌ترین نوع جوشکاری سازه‌های فولادی است، گاهی این نوع جوشکاری را جوشکاری با الکتروود دستی نیز می‌گویند. درین جوشکاری حرارت بر اثر قوس الکتریکی که بین الکتروود پوشش‌دار و فولاد قطعات مورد اتصال برقرار می‌شود بوجود می‌آید. مدار جریان الکتریکی در شکل (۵-۱) نشان داده شده است.



(الف) - مدارهای جوشی

(ب) - جوشکاری خودحفاظ قوسی

شکل (۵-۱) - جوشکاری خودحفاظ با قوس الکتریک

الکتروود پوشش‌دار به تدریج همزمان با پیشرفت جوشکاری ذوب شده و مصرف می‌شود، به نحویکه بخشی از پوشش الکتروود تبدیل به گاز محافظ، بخشی تبدیل به سرباره جوش و بخشی جذب فلز مذاب می‌گردد. جنس پوشش الکتروود شباهت به خاک رس دارد زیرا که از مخلوط موادی نظیر فلوریدها، کربنات‌ها، اکسیدها، آلیاژها و سلولز است. این مخلوط پس از پخته شدن تبدیل به پوشش خشک و سخت می‌گردد.

انتقال فلز از الکتروود به محل اتصال بدون اعمال فشار و صرفاً "به علت جذب ملکولی و کشش سطحی انجام می‌گیرد. حفاظت قوس الکتریکی سبب می‌گردد که فلز مذاب در محوطه"

## (1) Shielded Metal Arc Welding

قوس و در حوضچه مذاب از آلودگی جوی درامان بماند و از تشکیل ترکیبات اکسیژن و ازت که سبب ترد شدن فلز جوش می‌شوند جلوگیری شود.

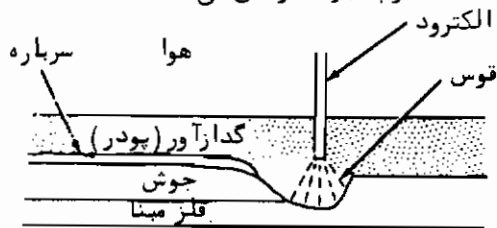
پوشش الکتروود وظایف زیر را اجرا می‌کند:

- ۱- با ایجاد محافظی گازی شکل فضایی جهت پایداری قوس ایجاد می‌کند.
- ۲- با ایجاد مواد دیگری نظیر احیا کننده‌ها به نصفیه فولاد حین جوش می‌پردازد.
- ۳- پوشش مناسبی روی حوضچه مذاب و جوش سرد شده بمنظور محافظت جوش از تأثیر نامناسب اکسیژن و ازت طی عمل جوشکاری ایجاد کرده و بکمک سرباره از سرد شدن سریع فلز جوش ممانعت می‌کند.

ضوابط گوناگون مؤسسه آمریکایی جوشکاری AWS مواد الکتروودها را در آئین نامه AISI اعداد ذکر کرده و خصوصیات فلز الکتروود در جدول (۲-۱) آورده شده است. در علائمی نظیر E 60XX و E 70 XX اعداد 60 و 70 بیانگر مقاومت کششی فلز الکتروود بر حسب Ksi و دورقم X بعد از این اعداد معین کننده وضعیت جوشکاری، نوع جریان بری، نوع پوشش الکتروود و مشخصات قوس الکتریکی می‌باشد. خواننده می‌تواند جهت انتخاب الکتروود مناسب برای فولادی معین به کتب راهنما نظیر مراجع (5) - (19) مراجعه نماید.

#### جوشکاری با قوس غوطه‌ور (SAW)<sup>۱</sup>

در روش جوشکاری با قوس غوطه‌ور، قوس الکتریکی همانگونه که در شکل (۵-۲) دیده می‌شود زیر پوششی از مواد دانه‌ای و ذوب شونده پنهان شده است. الکتروود این جوشکاری از نوع الکتروود لخت و بدون پوشش بوده که در طی جوشکاری ذوب و به‌مراه فولاد مذاب سبب اتصال دو قطعه می‌گردد. نوک الکتروود همواره توسط پودر<sup>۲</sup> محافظی که ذوب میشود و لایه‌ای از پودر غیر مذاب از اثرات نامطلوب جوی درامان می‌ماند.



شکل (۵-۲) - جوش غوطه‌ور با قوس الکتریک

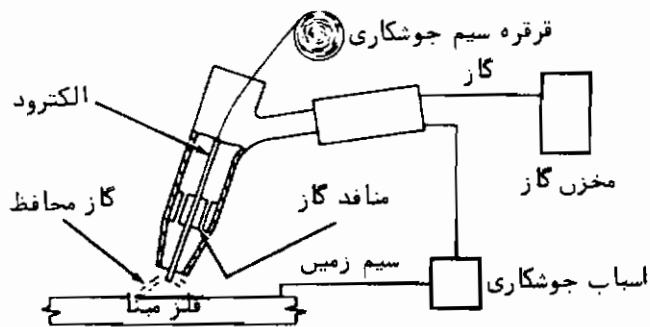
- (1) Submerged Arc Welding (SAW)
- (2) Flux

پودر مصرفی درین جوشکاری با پوشش مناسبی که برای قوس الکتریکی ایجاد می‌کند از ایجاد آلودگی، جرقه و دود نیز جلوگیری می‌نماید. پودر بکمک اسبابی در طول مسیر مورد جوشکاری و کمی جلوتر از قوس الکتریکی ریخته شده و نقش مهمی در حفاظت حوضچه مذاب در برابر عوامل جوی، تمیزکاری فلز جوش داشته و از ترکیبات شیمیایی خاص آن جهت بهتر نمودن فلز جوش استفاده می‌شود.

جوش حاصل از قوس غوطه‌ور از کیفیت بالا، نرمی مناسب، مقاومت بالایی در برابر نیروهای دینامیک و مقاومت خوبی در برابر خوردگی و فساد برخوردار بوده و خواص مکانیکی فلز جوش بهمان کیفیت مواد مصرفی جهت جوشکاری خواهد بود. صوابط AWS جهت نمایش مشخصات پودر و سیم الکتروود علائمی تدوین کرده است که در موارد لزوم می‌توان بدانها مراجعه نمود. از روش جوشکاری با قوس غوطه‌ور فقط در کارخانجات و بکمک ابزار جوشکاری خودکار و یا نیمه خودکار استفاده می‌شود.

### جوشکاری با حفاظ گازی (۱) (GMAW)

درین نوع جوشکاری الکتروود مصرفی به صورت مداوم از قرقه‌ای باز شده و به نحوی خودکار به محل جوشکاری تزریق می‌شود (شکل ۵ - ۳). حفاظت محوطه قوس الکتریک به عبده گازیست که از طریق تپانچه جوشکاری به آن قسمت وارد می‌شود. در ابتدای کار فقط از گازهای بی‌اثر (در این روش) استفاده می‌شد زیرا که گازهای دیگر با استثناء گاز  $CO_2$  در عمل تولید اشکالاتی می‌کردند، امروزه استفاده از گاز  $CO_2$  به صورت تنها و یا به همراه گازهای بی‌اثر در جوشکاری فولاد کاربرد فراوانی پیدا کرده است.



شکل (۵ - ۱۳) جوشکاری با حفاظ گازی

(1) Gas Metal Arc Welding



از گاز آرگن می‌توان برای جوشکاری کلیه فلزات استفاده کرد. با این وجود بدلیل بالا بودن قیمت آن (چون استفاده از سایر گازها نیز در جوشکاری فولاد ممکن می‌باشد) برای جوشکاری فولاد توصیه نمی‌شود. از مخلوط گازها می‌توان براحتی در جوشکاری فولاد استفاده کرد. برای جوش فولادهای کربنی و برخی از فولادهای مقاوم می‌توان یا از مخلوط ۷۵٪ گاز آرگن و ۲۵٪ گاز  $CO_2$  و یا از مخلوط ۱۰۰٪ گاز  $CO_2$  استفاده کرد. اگر جفرمگی بالایی برای فولادهای مقاوم مورد نظر باشد توصیه می‌شود از مخلوط ۷۰-۶۰٪ گاز هلیوم ۲۵-۳۰٪ گاز آرگن و ۴-۵٪ گاز  $CO_2$  استفاده گردد.

حفاظ‌گازی علاوه بر محافظت حوضچه مذاب از اثرات نامطلوب حوی، وظایف زیر را نیز عهده‌دار می‌باشد:

- ۱- در کیفیت انتقال فلز جوش و قوس مؤثر است.
  - ۲- در قدرت نفوذ جوش، عرض حوضچه مذاب و شکل ناحیه جوش تأثیر دارد.
  - ۳- در سرعت جوشکاری مؤثر است.
  - ۴- در کنترل گودامتادگی جوش<sup>۱</sup> تأثیر دارد.
- اگر از مخلوط‌گازی بی‌اثر و یک‌گاز فعال استفاده کنیم، جریان قوس و انتقال فلز جوش با پایداری بیشتری انجام گرفته و آلودگی حین جوشکاری تقلیل خواهد یافت. استفاده از گاز  $CO_2$  خالص عموماً "بسیار اقتصادی‌تر خواهد بود زیرا که قیمت این‌گاز کم بوده و جوشکاری بکمک آن با سرعت بالایی ممکن است و اتصال درز جوش با نفوذ بالایی خواهد بود. همچنین خواص مکانیکی جوش حاصل رضایت بخش می‌باشد. تنها ایراد جوشکاری با  $CO_2$  خالص بالا بودن پاشیدگی و آلودگی جوشکاری است.

الکتروود این نوع جوشکاری از نوع الکتروود بدون پوشش است که بمنظور انتخاب آن بایستی به کتب راهنما و یا کاتالگ سازندگان الکتروود مراجعه نمود.

از جوشکاری با حفاظ‌گازی بکمک گاز  $CO_2$  می‌توان جهت جوش فولادهای با کربن نسیه کم و فولادهای مقاوم مصرفی در سازه‌های فولادی (پل و ساختمان) بخوبی استفاده کرد.

#### جوشکاری با الکتروود مغزه پودری<sup>۱</sup> ( FCAW )

این نوع جوشکاری شباهت کاملی به جوشکاری خود حفاظ با قوس الکتریک دارد. بحز- اینکه الکتروود این نوع جوشکاری به شکل مداوم در تپانچه جوشکاری تزریق شده و از نوعی است

(1) undercut

(2) Flux Cored Arc Welding

که فلز الکتروود گرداگرد گدازآور محافظ فلز الکتروود را پوشانده است. گدازآور مغزی الکتروود همان نقش پوشش الکتروود را در نوع جوشکاری SMAW و پودر جوشکاری را در نوع SAW ایفا می‌کند. فرار گرمتهن فلز الکتروود بدین جهت است که امکان انصال مداوم الکتریکی در طی تزریق الکتروود بین الکتروودگیر (تپانچه جوشکاری) و الکتروود ممکن باشد. برخی اوقات به منظور کمک به نعش پودر مغزی الکتروود از گاز  $CO_2$  به عنوان مکمل استفاده می‌شود. بمنظور انتخاب صحیح از الکتروود جهت این نوع جوشکاری بهتر است به کتب راهنما و یا به کاتالوگ سازندگان مربوطه مراجعه نمود.

#### ۵-۳. جوش پذیری فولاد ساختمانی

عموماً "اغلب فولادهای ساختمانی را می‌توان جوش داد البته قبل از جوشکاری بایستی الکتروود مناسب برای فولاد مورد نظر را به کمک کاتالوگ سازندگان الکتروود و یا کتب راهنما انتخاب کرد.

جوش پذیری فولاد میزانی جهت امکان ایجاد جوشی بدون ترک و محکم می‌باشد. برخی از فولادها که بمنظور استفاده در سازه‌های جوشی ساخته می‌شوند نیاز به کنترل جوش پذیری ندارند. جوش پذیری فولاد به خواص شیمیایی مواد تشکیل دهنده فولادها بستگی دارد. در جدول (۵-۱) تجزیه شیمیایی ایده‌آل فولادهای کربنی را نشان میدهد. اغلب فولادهای ساختمانی کارخانه‌های فولاد سازی که از نوع فولاد نرمه می‌باشند بنحوا حسن در محدوده جدول فوق‌الذکر قرار دارند در حالی که برخی از فولادهای اعلا ممکن است دارای تجزیه ایده‌آل جدول زیر نباشند.

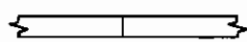
جدول (۵-۱) - تجزیه شیمیایی ترجیحی فولادهای کربنی با جوش پذیری مناسب

نام عنصر	درصد متعارف عنصر	درصدی که نیاز به مراقبت ویژه دارد
کربن	0.06 - 0.25	0.35
منگنز	0.35 - 0.80	1.40
سیلیسیم	حداکثر 0.10	0.30
گوگرد	" 0.035	0.050
فسفر	" 0.030	0.040

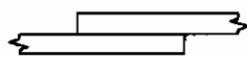
زمانی که در کارخانه‌های فولادسازی از شمش‌ها، خصوصاً نیمرخ‌های متعددی ساخته می‌شود، برگه‌های ترکیبات شیمیایی شمش مربوطه تهیه شده و نگهداری می‌شود که قاعدتاً "امکان مطالعه" آن به منظور آگاهی از ترکیبات آن نیمرخ‌ها ممکن می‌باشد. در صورتی که درصد ترکیبات عناصر تشکیل دهنده فولاد حالت بخصوصی داشته باشد می‌توان از روش جوشکاری مناسبی به منظور دستیابی به جوش محکم و مطمئن استفاده نمود.

#### ۵-۴ - انواع درزهای جوش

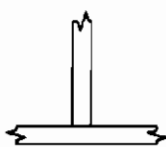
نوع درز جوش-سنگی کامل به عواملی نظیر اندازه و شکل قطعات مورد جوش، نوع بارگذاری میزان سطح جوشکاری و هزینه‌های نسبی انواع مختلف جوشکاری دارد. انواع اصلی درزهای جوش به پنج شکل زیر محدود می‌گردد با این وجود در عمل از ترکیب آنها می‌توان انواع مختلف دیگری ایجاد کرد. پنج نوع اصلی درز جوش به قرار زیر است: لب به لب<sup>۱</sup>، رویهم<sup>۲</sup>، T<sup>۳</sup> کنج<sup>۴</sup> و پیشانی<sup>۵</sup>. انواع فوق‌الذکر در شکل (۵-۴) نشان داده شده است.



درز لب (الف)



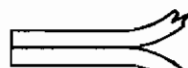
درز رویهم



درز T (ج)



درز کنج (د)



درز پیشانی (ه)

شکل (۵-۴) - انواع اصلی درزهای جوش

#### درز لب به لب

عموماً "هرگاه اتصال ورق‌های تحت با ضخامت یکسان و یا تقریباً" یکسان مورد نظر باشد

(1) butt

(2) lap

(3) tee

(4) corner

(5) edge

از این نوع درز جوش استفاده می‌شود. برش‌ری ویزه‌ای که درین نوع درز اتصال وجود دارد این است که از خروج از مرکزیت موجود در درز رویهم (شکل ۵-۴ ب) اجتناب می‌گردد. اگر از نوع جوش لب<sup>۱</sup> در این نوع درز اتصال استفاده شود ابعاد اتصال به حداقل خود رسیده و در مقام مقایسه با سایر انواع درزهای اتصال از زیبایی مخصوصی نیز برخوردار خواهد بود. عیب این نوع اتصال نیز در این است که باید قبل از جوشکاری دو لب ورق جهت جوشکاری مورد نظر تراش حورده و آماده گردد. و بدین منظور دقت بالایی در ساخت و برش قطعات مورد جوش لازم خواهد بود. بدین جهت اغلب درزهای اتصال لب به لب را بایستی در کارخانه که همه‌گونه امکانات جهت دقت بالای مورد نظر در ساخت و جوشکاری وجود دارد، آماده جوشکاری نمود.

#### درز رویهم

در اتصالاتی که در شکل (۵-۵) نشان داده شده است از درز رویهم استفاده شده، این نوع درز دارای محاسن زیر است:

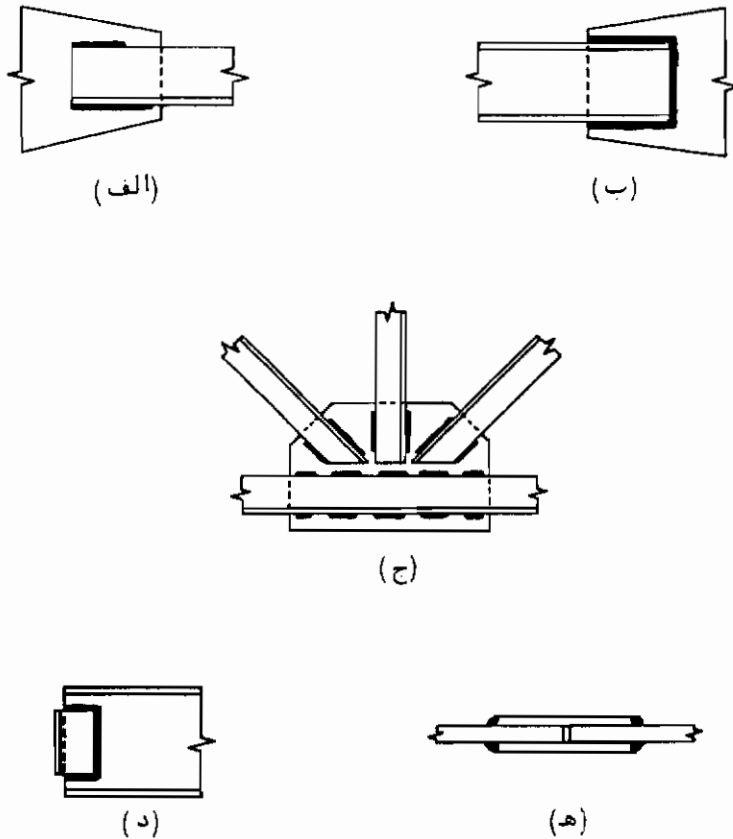
۱- سهولت تنظیم: در این نوع اتصال ساخت کاملاً دقیق قطعات مورد نیاز نمی‌باشد، درین حالت میتوان قطعات را بمنظور ترمیم خطای ساخت و یا خطای طول قطعه اندکی حابجا نمود.

۲- سهولت اتصال: جوشکاری قطعات مورد اتصال نیاز به آماده کردن آن قطعات ندارد برش تنها چه توسط قیچی و چه توسط مشعل برش کفایت خواهد کرد. درین نوع درز جوش، جهت جوشکاری از جوش گوشه<sup>۲</sup> استفاده می‌شود که جوش کاملاً مناسی برای احرای کارگاهی و یا کارخانه‌ای می‌باشد. قطعات مورد جوش عموماً بدون احتیاج به جفت و بست اضافی براحتی رویهم قرار گرفته و برای جوشکاری آماده می‌شوند و ندرتاً نیازی به پیچ نصب خواهد بود (از این پیچ‌ها جهت استقرار و حفظ نظم قطعات مورد جوش نسبت به یکدیگر تا اتمام جوشکاری استفاده می‌شود. پس از جوشکاری بر طبق نیاز می‌توان پیچ نصب را باز کرده و یا در محل خود رها نمود).

یکی دیگر از محاسن این نوع درز اتصال در این است که ورقها و قطعات با ضخامت متفاوت را می‌توان براحتی بیکدیگر متصل نمود. یک نمونه از این نوع اتصال شکل (۵-۵ ه) می‌باشد اگر به شکل (۵-۵ ج) که اتصال یک‌گره خراب را نشان میدهد دقت شود دیده می‌شود که اگر

(1) groove weld

(2) fillet weld



شکل (۵-۵) - چند نمونه از درز رویهم

قرار بود این اتصال توسط نوعی درز اتصال دیگر طراحی شود تا چه حدی اشکالات ساخت و نصب به همراه می داشت.

#### درز T

از این نوع درز اتصال در ساخت قطعات T و I شکل، تیر ورقها، اتصال قیدهای تقویتی جان تیرها و کلا " همه قطعاتی که وضعیت آنها به صورت عمود بر یکدیگر می باشد استفاده می گردد (شکل ۵-۴ ج). بکمک این نوع درز اتصال می توان به ساخت قطعاتی که از ورق ساخته شده و ورقها بایستی به صورت عمود بر یکدیگر قرار گیرند پرداخت. نوع جوش مورد استفاده در این نوع درز جوش گوشه و یا جوش لب است.

### درز کنج

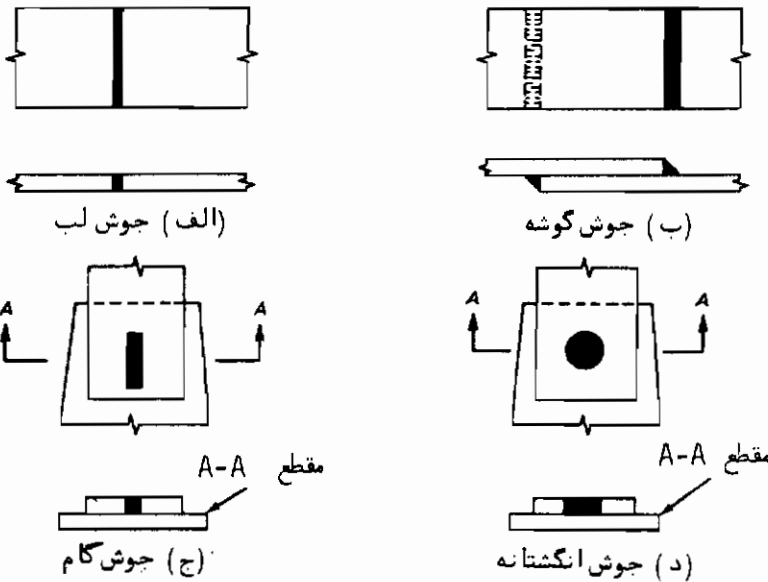
از این نوع درز اتصال در ساخت قطعات قوطی شکلی که برای ستونها و یا تیرهایی که نیاز به مقاومت پیشگی بالایی هستند استفاده می‌شود.

### درز پیشانی

این نوع درز اتصال یک نوع درز مقاوم و محاسباتی نیست و عموماً "از آن به منظور حفظ نظم اولیه چند ورق و یا حفظ نظم دو قطعه نسبت به یکدیگر استفاده می‌شود. از مطالبی که در فوق ذکر شد می‌توان درک کرد که ترکیب پنج نوع درز اتصال بسیار متنوع خواهد بود و یا عموماً " جهت اتصال دو قطعه بیکدیگر بیش از یک نوع طرح ممکن است و این وظیفه طراح سازه است که با توجه به موقعیت قطعات مورد اتصال و نوع آنها چه نوع ترکیبی از درزهای اتصال فوق‌الذکر را برای سازه به‌پسندد.

### ۵-۵ - انواع جوش‌ها

چهار نوع جوش لب، گوشه، کام و انگشتانه<sup>۲</sup> را در شکل (۵-۶) نشان داده‌ایم.



شکل (۵-۶) - انواع جوشها

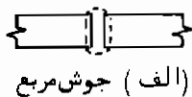
(1) Slot

(2) Plug

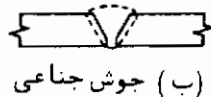
هریک از این نوع جوش‌ها دارای مزیت مخصوص به خود می‌باشد. بر طبق آمار تقریبی میزان کاربرد هر یک از این جوش‌ها به قرار زیر است: جوش لب ۱۵٪، جوش گوشه ۸۰٪ و مابقی که شامل جوش انگشتانه، کام و سایر انواع جوش‌ها می‌باشد فقط ۵/۰ خواهد بود.

### جوش لب

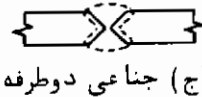
عمده‌ترین مورد مصرف جوش لب، اتصال قطعاتی است که در یک صفحه قرار گرفته‌اند. چون انتظار می‌رود که جوش لب کل بار وارده به قطعات را تحمل کند لذا این نوع جوش باید باید مقاومتی برابر با خود قطعه داشته باشد. جوشی که دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت قطعه باشد جوش لب با نفوذ کامل گفته می‌شود. اگر طراحی جوش بنوعی باشد که کل عرض قطعه را نیوشاند به آن جوش لب با نفوذ غیر کامل اطلاق خواهد شد. در حالت جوش با نفوذ غیر کامل بایستی ضوابط خاص طراحی رعایت گردد.



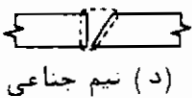
(الف) جوش مربع



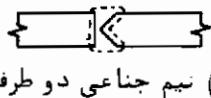
(ب) جوش جناعی



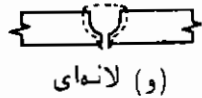
(ج) جناعی دو طرفه



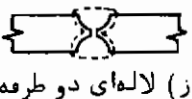
(د) نیم جناعی



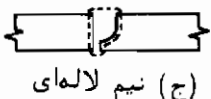
(ه) نیم جناعی دو طرفه



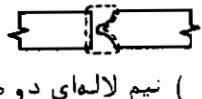
(و) لانه‌ای



(ز) لاله‌ای دو طرفه



(ح) نیم لاله‌ای



(ط) نیم لاله‌ای دو طرفه

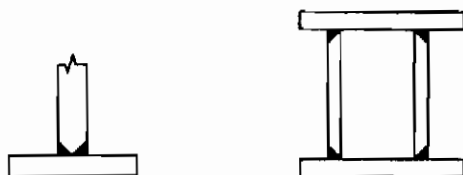
شکل (۵-۷) - انواع جوش لب

جوش‌های لب انواع مختلف دارند که آنها را بر طبق شکل‌شان طبقه‌بندی کرده‌اند، اکثر جوش‌های لب نیاز به آماده نمودن خاص خود دارند. در شکل (۵-۷) اشکال متداول جوش لب را نشان داده‌ایم که بنوبه خود نشان دهنده شکل آماده نمودن محل جوشکاری نیز می‌باشند. انتخاب نوع مناسب جوش لب بستگی به نوع فرآیند جوشکاری، هزینه لازم جهت آماده نمودن محل جوشکاری و هزینه جوش دارد. همانگونه که در شکل (۵-۸) نشان داده

شده است از جوش لب می‌توان برای درز اتصال نیز استفاده نمود.

### جوش گوشه

بعلت اقتصادی بودن، سهولت اجرا و امکان سازگاری آن با شکل درز اتصال یکی از پر مصرف‌ترین انواع جوش‌ها است. برخی از موارد استعمال این نوع جوش را در شکل (۵-۹) نشان داده‌ایم، در این قطعات بعلت رویهم‌آمدگی قطعات در ساخت آنها افت‌بالایی لازم نخواهد بود در حالیکه در مورد جوش لب هم باد بودن دقیق قطعات در محل اتصال رعایت فاصله‌مماسی برای دو قطعه جزء شرایط اصلی جوشکاری است. از جوش گوشه در اتصال قطعات فولادی در کارگاه‌های ساختمانی زمانی که انحراف قابل‌قبولی برای ساخت قطعات ممکن باشد استفاده می‌شود. ضمناً در اتصالاتی که در آنها از جوش گوشه استفاده می‌شود نیاز به آماده‌سازی لبه قطعات مورد جوش نخواهد بود زیرا که وضعیت لبه قطعات مورد اتصال در صورتی که با قیچی و یا مشعل برشکاری بریده شده باشند عملاً برای این نوع جوش مورد قبول خواهد بود.



شکل (۵-۸) - کاربرد جوش لب در درزهای T

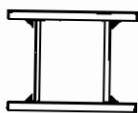
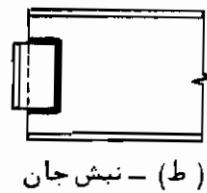
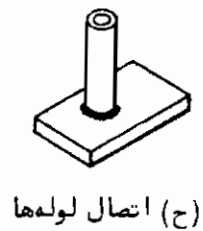
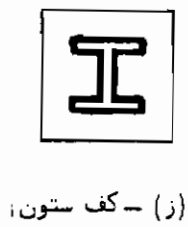
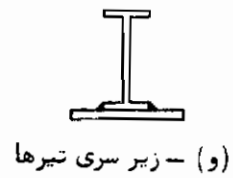
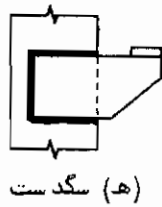
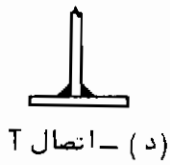
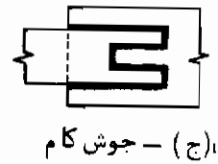
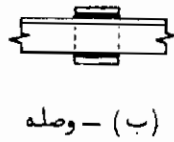
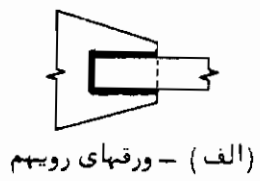
### جوش انگشتانه (۲) و کام (۱)

از این نوع جوش در اتصالاتی نظیر شکل (۵-۶ ج و د) استفاده شده و یا به همراه جوش گوشه در اتصالاتی نظیر آنچه در شکل (۵-۱۰) نشان داده شده است استفاده می‌گردد. علی‌الاصول از این جوش‌ها در اتصال قطعاتی که دارای درز رویهم‌بوده و از نظر ابعاد محدودیت داشته باشند به منظور تأمین استحکام کافی اتصال به همراه سایر انواع جوش‌ها مخصوصاً جوش گوشه بکار می‌رود. باربری این نوع جوش بصورت برشی خواهد بود. استفاده از جوش‌های انگشتانه و کام به منظور جلوگیری از کمانش قطعاتی که دارای اتصال رویهم می‌باشند نیز مفید خواهد بود.

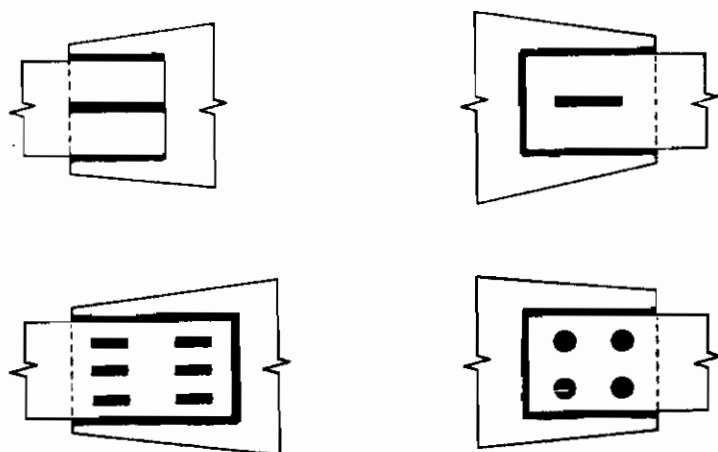
(1) Slot

(2) Plug





شکل (۵ - ۹) - موارد استعمال متعارف جوش گوشه



شکل (۵-۱۰) - کاربر دجوش‌های انگشترانه و کام به همراه جوش گوشه

#### ۵-۶ - علائم جوشکاری

فیل از این‌که اتصال جوش‌کاری شود بایستی طراح بتواند به‌طریقی موقعیت و نوع جوش مورد نیاز را به محری جوش بفهماند. برخی از انواع جوش‌ها در بند ۵-۵ ذکر گردید ولی اگر بخواهیم جزئیات دستورات لازم جهت اجرای اتصالات را روی نقشه‌ها ذکر کنیم نیاز به علائم جامعی درین مورد خواهیم داشت.

به منظور تبادل افکار بین طراح و سازنده، سازه فولادی علائم ساده‌ای که بیان‌کننده نوع و اندازه جوش‌ها است وجود دارد. به عنوان مثال علائم ارائه شده توسط "مؤسسه آمریکایی جوشکاری AWS" که در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است، نوع، اندازه، طول و موقعیت جوش را به همراه هر نوع اطلاعات لازم دیگری مشخص می‌کند. اکثر اتصالات سازه‌های فولادی نیاز به علائم و دستورات خاصی ندارند و تنها آنچه در شکل (۵-۱۲) نشان داده شده است کافی خواهد بود، در غیر اینصورت بایستی به علائم مندرج در ضوابط AWS مراجعه نمود.

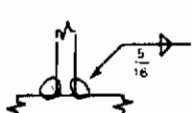
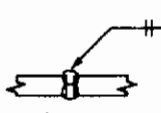
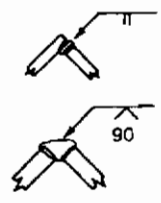
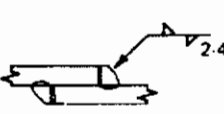
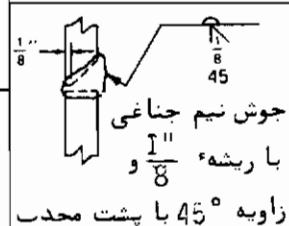

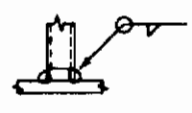
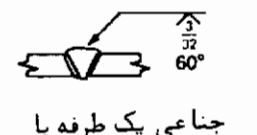
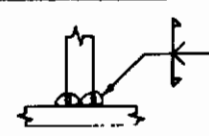
ممکن است حس شود که تعداد علائم زیاد و خسته‌کننده است، بایستی دقت کرد که روش نمایش جوش‌ها عملاً به چند نوع اصلی تقسیم شده که مجموعاً دستورات کاملی را تشکیل می‌دهند. اگر اتصال مخصوصی در اغلب قسمت‌های سازه‌ای بکار می‌رود شاید کافی

علائم اصلی جوشکاری									
بمب جوش	گونه	انگشتانه با کام	مرج	حاشی	سم حاشی	لاله‌ای	سم لاله‌ای	۷ هلالی	سم ۷ هلالی
علائم برمی جوشکاری									
		حاشی دورادور	جوش کارگاهی	شکل خارجی		بمطور آشنایی با سایر علائم اصلی و برمی جوشکاری به AWS A2.4-76 مراجعه شود			
				محدب	محدب				
محل درج مشخصات علائم جوشکاری									

نکات مهم :

- اندازه، علائم جوشکاری، طول جوش و فاصله جوش‌ها اساسی از جب، درایت نوشته شود، جهت خط مسا و یا فلش درس جهت تعبیری نخواهد داد.
- سای فایم علائم  $e, c, p, r$  باستی در سمت حد واقع شود.
- اندازه جوش سمت فلش و سمت سی فلش در صورتی که مشخص شده باشد یکسان گرفته خواهد شد.
- مشخصات جوش فقط تا حاشی که تعبیری در امتداد جوش حاصل شود مادی خواهد بود مگر اینکه طول جوش و یا علامت "جوش دورادور" ذکر شده باشد.
- این علائم برای مشخص نمودن جوشکاری قطعات نظیر هم (مانند میدهای اتصال) مشخصه واسمی ندارد، فقط به‌یول می‌شود که هر گاه ابعاد قطعات باشد هم باشند و مشخصات یکی از آنها از نظر جوشکاری معلوم ندهد باشد سایر قطعات نیز بدانند آن جوش خواهند شد.

شکل (۵ - ۱۱) علائم استاندارد جوشکاری بر طبق ضوابط AWS

جوش های گوشه	جوش های لب	جوش های لب مخصوص
 <p>اندازه جوش را نشان می دهد که دو طرف دیگر هم همین مقدار است</p>	 <p>جوش مربع (لب)</p>	 <p>جوش کنج برای بارهای کم</p>
 <p>طول جوش 2" و مرکز به مرکز جوش 4"</p>	 <p>جوش نیم جناغی با ریشه 1/8" و زاویه 45° با پشت محدب</p>	 <p>جوش کنج با نوار باریک جوش در پشت آن برای مقاومت بالاتر</p>
 <p>جوش دورادور</p>	 <p>جناغی یک طرفه با ریشه 3/32" و زاویه 60°</p>	 <p>ترکیب جوش گوشه و لب بمنظور نفوذ کامل جهت اتصالات تحت صربه و بار باختگی</p>

شکل (۵-۱۲) - علائم متعارف جوشکاری

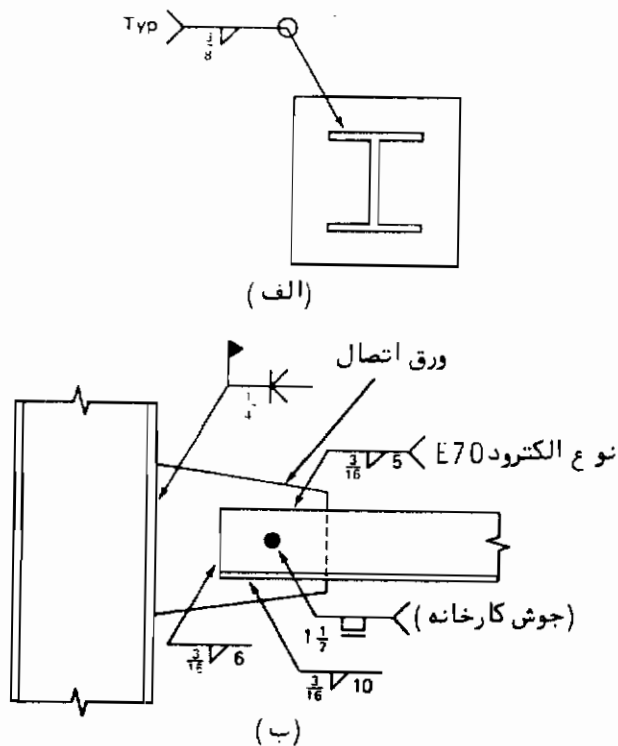
باشد که آن را به صورت جزئیات نمونه (۱) نظیر شکل (۵-۱۳ الف) نشان دهیم. وقتی اتصال مشخصی را با علائم جوشکاری معین می کنیم باید اطلاعات داده شده تا حدی باشد که هیچ سؤالی برای مجری طرح باقی نگذارد (نظیر شکل ۵-۱۳ ب). در شکل (۵-۱۳ ب) طراح جوش انگشتانه را در کارخانه معین کرده است، در صورتی که جوش نیم جناغی ورق اتصالی را که نشی را به ستون وصل می کند در کارگاه معلوم کرده

(1) typical detail

است و چون برای جوش‌های گوشه اتصال نیستی به وری اجیری ذکر نشده است سازنده مختار خواهد بود که آن جوش‌ها را در کارخانه و یا در کارگاه اجرا کند، در هر صورت در مورد این طرح بخصوص بهتر است که جوش‌های گوشه نیز در کارخانه اجرا شود زیرا که در غیر اینصورت امکان گسیختگی جوش انگشته‌ها حین نصب قطعه وجود خواهد داشت. واضح است به دلایل اقتصادی، مجری همواره سعی خواهد کرد تا حائنی که بتواند جوشکاری سازه را در کارخانه اجرا کند لذا طراح جوشهایی را که بایستی حتماً در کارگاه اجرا شود معین کند.

#### ۵-۲ = عوامل مؤثر در کیفیت جوش اتصالات

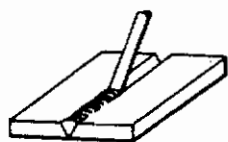
برای این که اتصالی حوشی از کیفیت بالایی برخوردار باشد باید چندین مهارت از قبیل مهارت در طرح تا مهارت در جوشکاری دست بدست هم دهند. طراح سازه فولادی بایستی از عواملی که کیفیت جوش را تحت تأثیر قرار می‌دهد آگاه باشد و طرح جوش خود را با علم بدان عوامل ارائه کند.



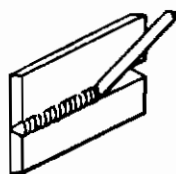
شکل (۵-۱۲) - نمونه‌هایی جهت توضیح علائم جوشکاری

## انتخاب صحیح الکتروود، دستگاه جوش (۱) و فرآیند جوشکاری (۲)

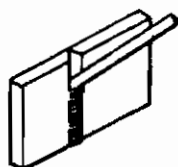
پس از آنکه نوع الکتروود بر حسب مقاومت قطعات فولادی مورد جوش انتخاب شود باید به انتخاب قطر الکتروود پرداخت. قطر الکتروود بر حسب اندازه جوش مورد نیاز و شدت جریان مورد مصرف انتخاب خواهد شد و چون اغلب دستگاه‌های جوشکاری دارای سیستم تغییر شدت جریان می‌باشند بدین جهت به راحتی می‌توان الکتروودی که مناسب برای شدت جریانی کمتر از شدت جریان حداکثر دستگاه باشد، بکار برد و لذا کاربرد الکتروودهای با قطر کم ازین نظر بلامانع خواهد بود.



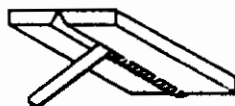
(الف) - تخت



ب - افقی



(ج) - قائم



(د) - بالای سر

## شکل (۵-۱۴) - وضعیت‌های جوشکاری

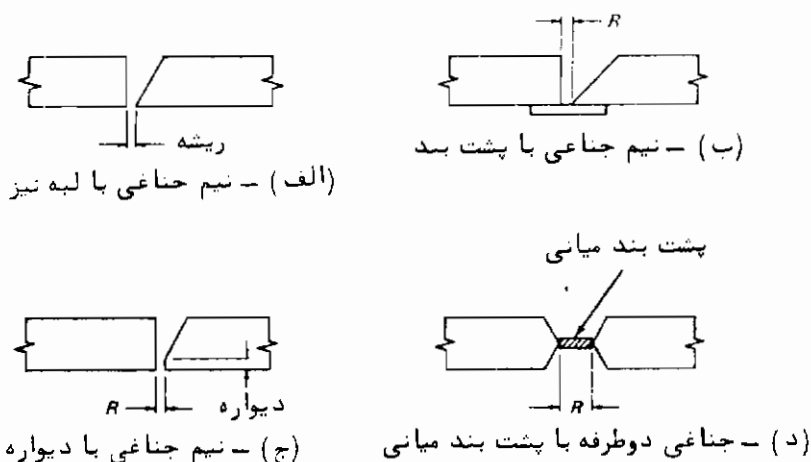
چون نشست جوش بر اساس نیروی الکترومغناطیس صورت می‌گیرد و نیروی ثقل درین نشست نقشی ندارد، بدین جهت جوشکاری محدود به وضعیت افقی درز جوش نخواهد بود. چهار وضعیت اصلی جوشکاری در شکل (۵-۱۴) نشان داده شده است. طراح می‌بایستی از ارائه جوش‌های بالای سر تا حد امکان خودداری کند زیرا که این نوع جوش مشکلترین وضعیت جوشکاری را تشکیل می‌دهد. جوش‌های کارخانه عموماً "به صورت تخت و افقی انجام می‌گیرد ولی جوش‌های کارگاهی به تناسب وضعیت اتصال می‌تواند یکی از چهار وضعیت شکل (۵-۱۴)

(1) welding apparatus, (2) Welding Procedure

باشد، بدین جهت وضعیت جوش‌های کارگاهی بایستی توسط طراح پروژه با دقت مناسبی بررسی و ارائه شود.

#### آماده کردن مناسب لبه اتصالات

اشکالی که برای آماده نمودن لبه ورق‌های مورد جوش بکار برده می‌شود در شکل (۵-۱۵) نشان داده شده است. در این اشکال R ریشه حوش (۱) و فاصله‌ایست که بین



شکل (۵-۱۵) - انواع مختلف و متداول آماده سازی لبه ورق‌ها

ورق‌ها به منظور امکان دسترسی الکتروود به انتهای درز اتصال در نظر گرفته می‌شود. هر قدر مقدار R کمتر باشد زاویه بین دو جدار بایستی بیشتر باشد، در لبه‌های سوک نیز نظیر شکل (۵-۱۵ الف) اگر از پشت بند (۲) بمانند شکل (۵-۱۵ ب) استفاده نشود این لبه‌ها حین جوشکاری سوخته خواهند شد. کاربرد پشت‌بندها فقط زمانی انجام می‌گیرد که از یک طرف جوشکاری انجام شود. اگر بخواهیم از سوخته شدن لبه تیز ورق‌ها جلوگیری شود می‌توان از دیواره (۳) بمانند شکل (۵-۱۵ ج) نیز استفاده نمود، در یک چنین حالتی از کاربرد پشت‌بند خودداری خواهد شد. ندرتاً از پشت‌بندهای میانی (۴) نظیر شکل (۵-۱۵ د)

(1) root opening

(2) backup plate

(3) land

(4) Spacer

جهت جلوگیری از سوختن لبه تیز ورق‌ها استفاده می‌شود، در یک چنین حالتی حتماً بایستی این نوع پشت‌بند را قبل از جوشکاری طرف دیگر به وسایل مقتضی حذف کرد.

### کنترل اعوجاج

عامل دیگری که بر کیفیت جوش تأثیر می‌گذارد مسئله انقباض است. اگر یک پاس جوش ممتد در یک طرف ورقی داده شود همانند آنچه در شکل (۵ - ۱۶) نشان داده شده است سبب اعوجاج ورق می‌شود. یک چنین اعوجاجی می‌تواند در قطعات جوش شده در صورتی که طراح و جوشکار از قبل آن را پیش‌بینی نکرده باشند مسئله‌انگیز باشد. در شکل (۵ - ۷) نتیجه حاصل از یک جوش نامتقارن در کنار یک طرح با جوش متقارن نشان داده شده است. گرچه روش‌های مختلفی جهت تقلیل اثر اعوجاج قطعه جوش شده وجود دارد شکل (۵ - ۱۸ الف) روش متداول جوشکاری را که بصورت منقطع بمنظور تقلیل اعوجاج قطعه بکار می‌رود نشان می‌دهد. در شکل (۵ - ۱۸ ب) دیده می‌شود که چگونه قسمت‌های جوش‌نشده با همان ترتیب حالت اول بایستی پر شود. در اغلب قطعات سازه‌های فولادی از جوش‌های کوتاه در نقاط حساس قطعه بمنظور حفظ کلیه قطعات مورد جوش در وضعیت نهایی استفاده می‌شود و بعد از آن اقدام به جوشکاری یکسره این قطعات می‌نمایند.



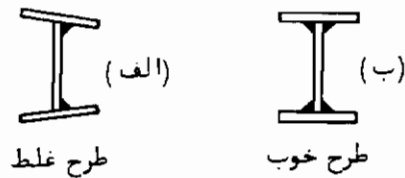
شکل (۵ - ۱۶) - اعوجاج یک تسمه

به منظور به حداقل رساندن انقباض جوش و بالا بردن شکل‌پذیری قسمت جوش شده، موسسه آمریکایی جوشکاری حداقل درجه حرارت پیش‌گرمی (۱) و بین‌گرمی (۲) قطعات مورد جوشکاری را معین کرده است. در مورد درزهایی که به چند پاس جوش احتیاج دارند، بین‌گرمی درجه حرارت یک پاس جوش قبل از شروع پاس بعدی جوش می‌باشد.

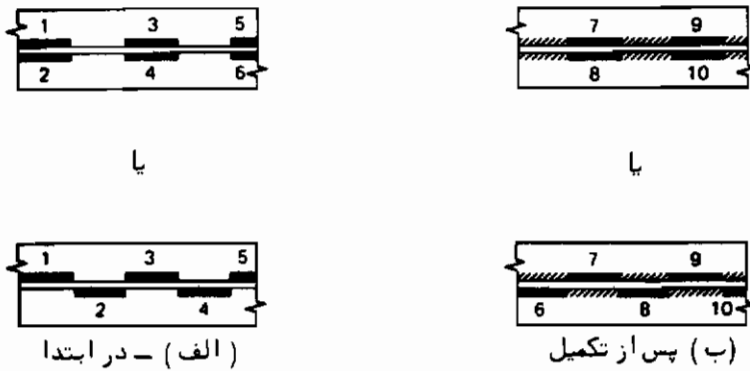
(1) preheat

(2) interpass





شکل (۵-۱۷) - اثر محل جوشکاری



شکل (۵-۱۸) - نحوه تسلسل جوش‌های منقطع

آنچه ذیلاً ذکر شده است خلاصه‌ای از روش‌های ممکن جهت تقلیل اعوجاج حاصل از جوشکاری است.

۱ - نیروی انقباض را با رعایت نکات زیر به حداقل برسانید:

الف - حداقل فلز جوش را بکار برده، در درز لب به لب مقدار ریشه به مقدار حداقل لازم باشد و از جوشکاری اضافی خودداری گردد.

ج - آماده سازی درزها به نحو احسن انجام گیرد.

د - از جوش منقطع (۱) حداقل در اتصالات مقدماتی استفاده شود.

ه - در پر کردن جوش‌های منقطع جهت جوشکاری از انتهای جوش منقطع به سمت

ابتدای جوش و به عبارت دیگر جهت هر قسمت از جوشکاری در خلاف جهت ادامه کلی

(1) intermittent weld

جوشکاری باشد.

۲ - می‌توانید به نیروی انقباض جوش اجازه عمل دهید بشرطی که:

الف - ورق‌ها را بعد از انقباض جوش به آهستگی بکوبید تا دقیقاً مستقیم شوند.

ب - قبل از جوشکاری در جهت عکس عملکرد نیروی انقباض ورق‌ها را خم کنید.

۳ - نیروی انقباض جوش را با اعمال زیر متعادل کنید:

الف - جوشکاری را بنحو متقارن انجام دهید، دو جوش در دو طرف یک‌ورق بصورت عکس یکدیگر عمل خواهد کرد.

ب - آر جوش‌های منقطع با ترتیب جوشکاری یک در میان در یک طرف ورق استفاده کنید.

ج - با استفاده از کوبیدن (۱) ورق معوج را صاف کنید.

د - آر چفت‌وبست تا زمانی که جوش کاملاً سرد شود استفاده کنید.

#### ۵ - ۸ = عیوب احتمالی جوش

اگر از فن صحیح جوشکاری و از فرآیند مناسب جوشکاری استفاده نشود، ممکن است جوش بدست‌آمده دارای یکی از معایب زیر باشد. عمده‌ترین عیوب جوش عبارتند از:

اختلاط ناقص (۲)، نفوذ نامناسب جوش، تخلخل (۳) جوش، گودافتادگی (۴)، مخلوط شدن سرباره (۵) با جوش و ترک خوردگی. مثال‌هایی از این عیوب در شکل (۵ - ۱۹) نشان داده شده است.

#### اختلاط ناقص

اختلاط ناقص زمانی بوجود می‌آید که فلز جوش با فلز مینا بخوبی اختلاط پیدا نکرده باشند، یک چنین حالتی زمانی پیش می‌آید که فلز مینا بخوبی پاک نبوده و با پوسته کارخانه، سرباره، زنگ زدگی و یا سایر مواد خارجی آغشته باشد. اگر از شدت جریان نامناسبی نیز استفاده شود بنوعی که فلز مینا به درجه حرارت ذوب نرسد نیز چنین حالتی پیش می‌آید. سرعت جوشکاری نیز سبب این چنین عیبی خواهد شد.

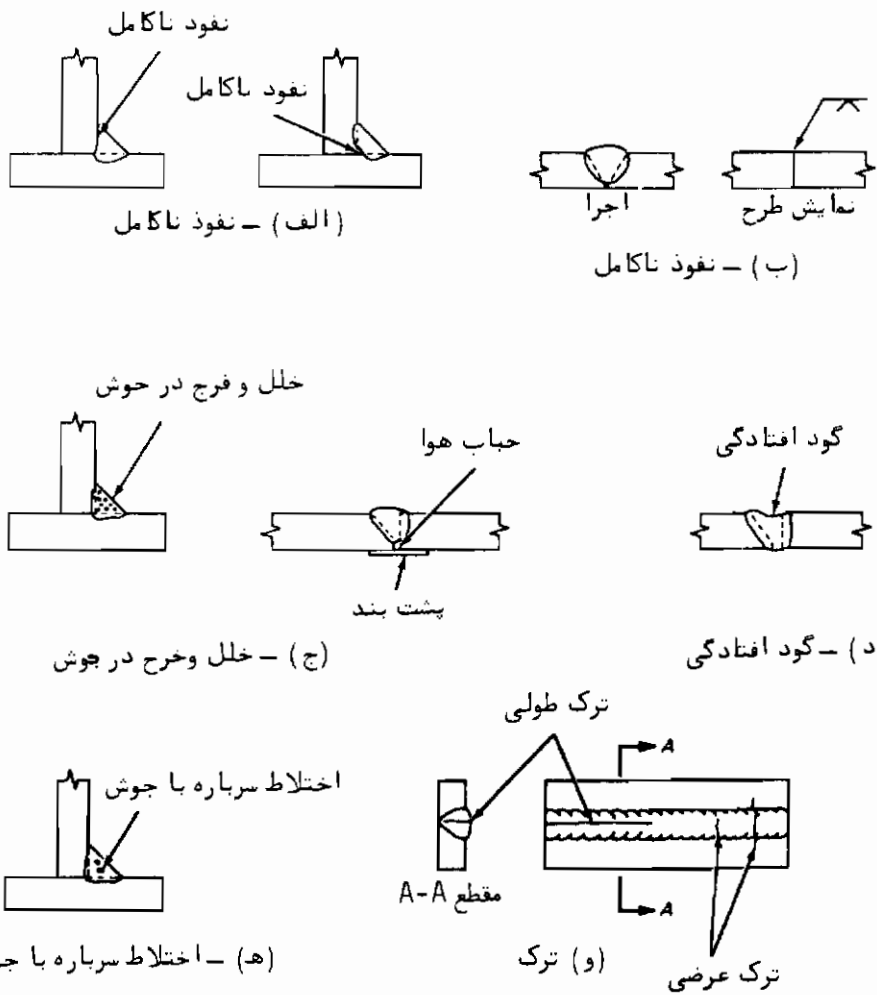
(1) peening

(2) incomplete fusion

(3) porosity

(4) undercut

(5) slag



شکل (۵-۱۹) - عیوب احتمالی جوش

#### نفوذ نامناسب جوش

نفوذ نامناسب جوش به این معنی است که جوش بهمانند آنچه در شکل (۵-۱۹) نشان داده شده است کمتر از آنچه ضوابط جوشکاری معین می‌کند عمق پیدا کند. جوش با عمق غیر کامل رمانی قابل قبول خواهد بود که یک چنین عمق جوشی مورد نیاز باشد. یک چنین عیبی که عمدتاً در جوش‌های لب اتفاق می‌افتد بعلت آماده سازی نامناسب

لبه‌ورق‌ها، کاربرد الکتروود قطور، شدت جریان نامناسب (پائین) و یا بالا بودن سرعت جوشکاری خواهد بود. طراحی درر اتصال بایستی بر اساس ضوابط AWS و یا ضوابط قابل قبول دیگری باشد.

### تخلخل جوش

یک چنین عیبی زمانی پیش می‌آید که حین سرد شدن جوش حبابهای هوا در داخل فلز جوش حبس شود، که خود باعث استفاده از شدت جریان بالا و یا طول قوس‌بلند پیش خواهد آمد. تخلخل جوش ممکن است به صورت یکسواخت در طول جوش و یا ممکن است به صورت متمرکز و بشکل حبابی بزرگ در انتهای یک جوش گوشه و یا در ته جوش لب در مجاورت ورق پشت‌بند جوش بوجود آید. حالت حباب‌متمرکز زمانی پیش می‌آید که روش جوشکاری نامناسب بوده و یا اینکه استفاده از پشت‌بند نابجا باشد.

### گود افتادگی

گود افتادگی به این معناست که فلز جوش در فلز مینا نفوذ بیش از حد نموده و سطح خارجی جوش شکل گود افتاده بخود بگیرد. یک چنین عیبی زمانی بوجود می‌آید که شدت جریان مصرفی بالا بوده و یا طول قوس بلند جوش سبب کندن و یا سوزاندن قسمتی از فلز مینا گردد. این عیب براحتی یا تشخیص چشمی قابل رؤیت است و می‌توان به سادگی آن را با ذوب فلز جوش اضافی ترمیم نمود.

### اختلاط سرباره با جوش

سرباره، جوش که حین جوشکاری از ترکیب شیمیایی پوشش الکتروود و اکسیدهای فلزی و سایر ترکیبات حین عمل جوشکاری بوجود می‌آید و چون دارای جرم مخصوص پایین تر از فلز مذاب می‌باشد طبیعتاً "در سطح مواد مذاب شناور می‌گردد و حین سرد شدن به راحتی از فلز جوش جدا می‌گردد. اگر سرعت خنک شدن مواد مذاب بالا باشد ممکن است قسمتی از سرباره قبل از آمدن به سطح خارجی جوش در داخل فلز جوش حبس گردد. جوش‌های سرباره‌عمدتاً در خطر یک چنین عیبی می‌باشند و بایستی بدقت مورد بازرسی قرار گیرند (شکل ۵ - ۱۴ د) اگر قرار باشد که اجرای جوشی توسط چندین پاس جوش انجام گیرد بایستی قبل از شروع هر پاس جوش سرباره، جوش قبلی توسط جوشکار بخوبی پاک شود، اگر یک چنین تمیزکاری بنحو احسن انجام نشود اختلاط سرباره با جوش پیش خواهد آمد.

### ترک خوردگی

ترک عبارت از جدایشگی دو قسمت از فلز جوش چه به صورت طولی و چه به صورت عرضی می‌باشد. یک چنین عیبی نتیجهٔ بالا رفتن تنش‌های داخلی در جوش است. ترک ممکن است بین فلز جوش و فلز میزبانی بوجود آید و یا کلاً در داخل خود فلز جوش و یا فلز میزبانی باشد. در هر صورت ترک یکی از بدترین عیوب جوش می‌باشد. با وجود این بایستی ذکر کرد که ترک‌های بسیار ریز (۱) ممکن است سبب ایجاد نفوذ در جوش نشوند.

برخی از ترک‌ها به محض اینکه فلز جوش شروع به سرد شدن می‌کند بوجود می‌آیند، عموماً "یک چنین ترک‌هایی به علت عناصر تردکننده فولاد اتفاق می‌افتند. اگر حرارت دهی به فولاد به صورت یکنواخت بوده و سرد شدن آن نیز به کندی انجام گیرد ممکن است از یک چنین ترک خوردگی جلوگیری شود.

برخی از ترک‌ها در درجه حرارت‌های مناسب و در زیر سطح خارجی جوش و در فلز میزبانی اتفاق می‌افتند، این گونه ترک‌ها که در فولادهای مقاوم (با آلیاژ کم) بوجود می‌آیند به علت تضاد هیدرروژن و ترد شدن موضعی فولاد در محوطهٔ جوش و مقاومت آن در برابر اعوجاج و انقباض ایجاد می‌توند. استفاده از الکترودهای کم هیدرروژن به همراه پیش گرمی و پس گرمی فولاد می‌تواند خطر ایجاد یک چنین ترک‌هایی را به حداقل برساند.

### ۵-۹ = بازرسی و کنترل

موفقیت عظیم و روراهنوزن فن جوشکاری در سازه‌های فولادی بنوعی مرهون بازرسی و کنترل جوش می‌باشد. فن جوشکاری به همراه بازرسی جوش می‌تواند به اتصالی محکم ختم شود. بازرسی و کنترل بایستی قبل از آنکه مشکل جوشکاری روشن شود شروع گردد و در طی جوشکاری ادامه پیدا کند و اگر لازم باشد قبل از شروع جوشکاری قطعه بصورت آزمایشی به جوش نمونه‌هایی اقدام گردد. از آنجائی که عملاً "احرای دقیق مطالب فوق الذکر همواره ممکن نمی‌باشد، لذا برای رسیدن به جوشی مناسب رعایت نکات مهم زیر الزامی خواهد بود.

- ۱- از روش مناسب جوشکاری استفاده شود.
- ۲- از دستگاه جوشکاری مطمئنی استفاده شود.
- ۳- از بازرسی خیره استفاده شده و حضور آنان در حین جوشکاری ممکن باشد.
- ۴- در صورت ضروری از روشهای مخصوصی کنترل و بازرسی استفاده شود.

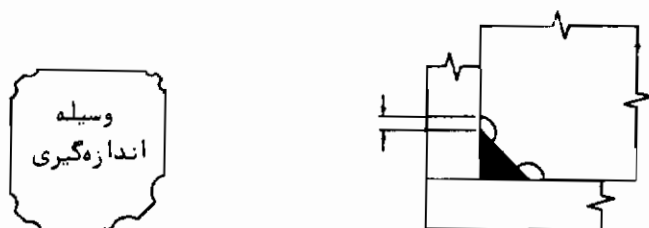
(1) microfissures

به منظور دست‌یابی به روش مناسب جوشکاری می‌توان به توصیه‌های ضوابط AWS ، AISC و یا سازندگان لوازم و دستگاههای جوشکاری مراجعه نمود. روش مناسب جوشکاری رامی‌توان با توجه به خواص فیزیکی شیمیایی مصالح ، نوع و اندازه، جوش و دستگاه جوشکاری موجود انتخاب کرد .

کنترل کلیه دستگاههای جوشکاری قبل از استفاده بایستی توسط افراد ذی صلاح و مسئول انجام گرفته و کاربرد آنها ناعید شود و کارایی آن دستگاهها در مورد کلیه انواع جوش های موجود در کارگاه آرمایش گردد .

حضور بازرسی مجرب جوشکاری در کارگاه سبب خواهد شد که جوشکاران بهترین کار خود را عرضه کنند. بازرس جوشکاری خود بایستی جوشکاری خبره باشد و بتواند علت عیوب جوشها را بخوبی تشخیص دهد. هر نوع جوش ناجور و معیوب بایستی برداشته شده مجدداً با جوشی مناسب جایگزین گردد .

ساده‌ترین و ارزانترین روش بازرسی جوش بازدید چشمی است ، ولی دقت یک چنین بازرسی بستگی به مهارت بازرس خواهد داشت. الگوی جوش<sup>(۱)</sup> نظیر آنچه در شکل (۵ - ۲۰) نشان داده شده است این امکان را خواهد داد که بتوان اندازه جوش گوشه را به راحتی کنترل نمود .



شکل (۵ - ۲۰) - کنترل اندازه جوش گوشه

در مورد جوشهای بسیار مهمی که گسیختگی آنها ممکن است به خرابی سازه ختم گردد از روشهای کنترل دقیق‌تری نظیر روشهای مافوق صوتی<sup>(۲)</sup>، رادیوگرافی<sup>(۳)</sup> و مغناطیسی<sup>(۴)</sup> استفاده می‌شود. در روش مافوق صوت ( 13 ) موج صوتی

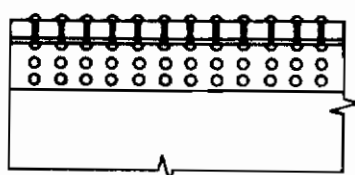
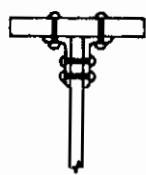
- |                   |                       |
|-------------------|-----------------------|
| (1) welding gage  | (2) ultrasonic        |
| (3) radio graphic | (4) magnetic particle |

را با فرکانس بسیار بالا از قسمت جوش شده می‌گذرانند، اگر جوش معیوب باشد روی عبور موج صوتی تأثیر می‌گذارد ولی جوش سالم بدون مانع سبب عبور موج می‌گردد. در روش رادیوگرافی از اشعه X و گاما استفاده می‌شود. درین روش دستگاه ایجاد کننده اشعه X و یا  $\gamma$  را در یک طرف جوش مورد کنترل قرار داده و ورق فیلم را در پشت جوش می‌گذارند. این روش بسیار گران بوده و نیار به پیش‌بینی‌های ایمنی در برابر خطرات اشعه‌های فوق دارد. در هر صورت این روش دارای نتیجه‌ای قابل اعتماد بوده و حاصل کنترل انجام شده قابل نگهداری است. در روش مغناطیسی از پودر آهن استفاده می‌شود. پودر آهن در قسمت جوش شده ریخته شده و سپس با عبور جریان برق از جوش‌بدان خاصیت آهن ربایی می‌دهند. قطب‌های کوچکی در کناره‌های معیوب جوش ایجاد می‌شود که تشخیص و تفسیر آن از عهده افراد مجرب ساخته خواهد بود.

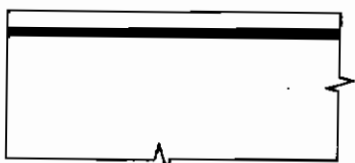
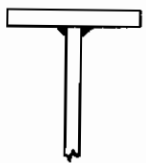
#### ۵-۱۰ = رعایت اقتصاد در ایجاد اتصالات و قطعات مرکب

تعیین اقتصادی بودن اتصالات جوشی بصورت کلی مشکل است، البته تعیین عواملی نظیر مقدار الکترودهای مصرف شده آسان خواهد بود ولی تعیین ارزش عواملی نظیر مسئله زیبایی غیر قابل بررسی است. بایستی اتصالات جوشی را از دیدی بسیار جامع‌تر نگاه کرد بنحوی که طرح کلی سیستم سازه را نیز شامل شود.

ساره‌های جوشی، ظاهری تمیزتر داشته و به چشم منظم‌تر و بهتر می‌آیند. در شکل (۵-۲۱) قسمتی از دو تیر ورق با مقطع جوشی و پیچ و مهره‌های نشان داده شده است. علاوه



(الف) تیر ورق با اتصال پیچی



(ب) تیر ورق با اتصال جوش

شکل (۵-۲۱) - مقایسه‌ای بین یک تیر ورق جوشی و پیچ و مهره‌های

بر اینکه مقاطع جوشی ظاهری تمیزتر دارند عملاً" این نوع مقاطع آزادی عمل بیشتری به طراح از نظر نوآوری در کل طرح خود خواهند داد. زیرا درین حالت طراح مقید به استفاده از نیمرخهای استاندارد نمی‌باشد و می‌تواند هر نوع مقطعی را که بخواهد از ترکیب سایر نیمرخها ایجاد کند، به همین ترتیب شکلی را که قادر به انتقال بار از یک قطعه به قطعه دیگر باشد بکار ببرد.

اتصالات جوشی عموماً" نیاز به سوراخ‌کاری ندارد مگر اینکه برای پیچ‌های نصب ندرتا" در آنها به ایجاد سوراخی اقدام شود. چون در قطعات کششی با اتصال پیچی عموماً" مقطع سوراخ دار قطعه تعیین‌کننده" مقطع مورد نیاز برای آن قطعه می‌باشد لذا قطعات با اتصالات جوشی به مقطعی کوچکتر منتهی می‌شوند.

در کارگاه‌های ساختمانی چون تصحیح طول قطعات جوشی با لغزاندن اندک آنها رویهم ممکن می‌باشد لذا از نظر اقتصادی اجرا مفید خواهند بود از طرف دیگر چون قطعات کوتاه جوشی را می‌توان با انداختن وصله به انتهای آنها طویل‌تر کرده و یا با بریدن قسمتی از آنها توسط مشعل برش اندازه نمود دیده می‌شود که تغییر این نوع قطعات بسهولت انجام می‌گیرد. بعضی از عوامل مستقیم در اقتصاد جوشکاری دخالت خواهند داشت، عموماً" اجرای جوشکاری در کارخانه ارزانتر از اجرای آن در کارگاه خواهد بود زیرا در کارخانه امکان استفاده از دستگاههای جوش خودکار ممکن بوده و کارخانه عملاً" محیط مناسب‌تری برای جوشکاری فراهم می‌کند (از نظر عوامل جوی) و امکان استفاده از اسبابهای نگهدارنده قطعات (چفت و بست‌ها) بیشتر ممکن خواهد بود. در کارخانه می‌توان عملیات جوشکاری کلیه قطعات را بطور پیوسته انجام داد در صورتی که در کارگاهها عموماً" این نوع عملیات به دلیل در دسترس نبودن همیشگی وسایلی نظیر جراثقالها عموماً" ممکن نخواهد بود. اجرای پیش‌گرمی قطعات جوشی در کارگاهها بسیار مشکل حتی گاهی غیرممکن است. سایر عواملی که در قیمت تمام شده، جوشکاری مؤثر است به قرار زیر می‌باشد:

۱ - قیمت تمام شده، آماده سازی لیه‌های ورق‌های مورد جوش

۲ - مقدار الکترود مورد نیاز جهت جوشکاری

۳ - نسبت زمان عملی استفاده از قوس الکتریکی به کل زمان جوشکاری

۴ - میزان جابجایی قطعات

۵ - هزینه بالاسری کلی

عواملی که در فوق ذکر گردید در لحظه، طراحی مشخص نمی‌باشد زیرا که سیاست اجرای کار به سازنده بستگی داشته و سازنده پس از اتمام کلی طرح انتخاب می‌شود. در هر صورت



طراح حین طرح بایستی تصمیم خود را بگیرد، که آیا او از جوش گوشه با اندازه بالا و طول کم استفاده کند و یا از جوش گوشه با اندازه کم و طول بلند؟ آیا بهتر است از جوش گوشه با اندازه بالا استفاده کند و یا از جوش لب؟ اگر تصمیم به استفاده از جوش لب بگیرد بایستی اقتصادی‌ترین و بهترین نوع آن را انتخاب کند.

در اغلب موارد طراحان به قیمت نسبی انواع جوش‌ها بیشتر علاقمند می‌باشند تا به قیمت کل تمام شده جوش. در یک‌چنین حالتی می‌توان از مقاله دانلی (۱) (۱۴) که نتایج آن در جدول (۵-۲) خلاصه شده است استفاده نمود. درین جدول قیمت نسبی انواع مختلف جوش گوشه و جوش لب نسبت به جوش گوشه با اندازه (سانتیمتر)  $a = 0.65$  معین شده است و لذا می‌توان به راحتی از آن با استفاده از رابطه (۵-۱) جهت تعیین قیمت جوش استفاده کرد.

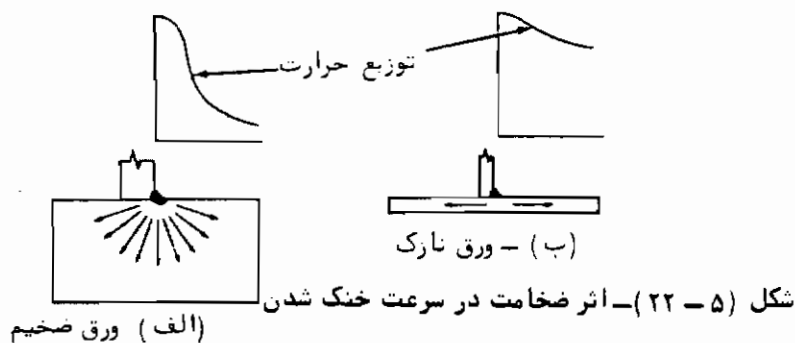
$$x (\text{ضریب مربوط به طول جوش } 2-5) \times (\text{طول جوش}) = (\text{قیمت جوش})$$

$$(5-1) \quad (\text{قیمت محلی جوش گوشه } a = 0.65 \text{ سانتیمتر})$$

در حال حاضر اتصال جوشی اکثر قریب باتفاق احتمالات کارخانه‌ای را تشکیل داده و قیمت عمده البته نه کل احتمالات کارگاهی را شامل می‌شود.

#### ۵-۱۱ = محدودیت‌های ابعادی جوش گوشه

چون در کلیه جوشکاری‌ها فولاد مورد جوش حرارت داده می‌شود لذا جلوگیری از خنک شدن سریع قسمت جوش شده یکی از اساسی‌ترین عوامل جوش مرغوب می‌باشد. به شکل (۵-۲۲) توجه کنید در هر دو قسمت شکل از یک پاس جوش استفاده شده است. کلیه حرارت جوش به قطعات مورد جوش منتقل می‌شود ولی ورق ضخیم این حرارت را در سه جهت عمقی و عرضی پخش می‌کند ولی ورق نازک فقط قادر است حرارت گرفته را به صورت افقی پخش نماید. به عبارت دیگر ورق ضخیم‌تر حرارت دریافتی را به سرعت پخش کرده و لذا جوش داده شده به سرعت خنک خواهد شد. چون فلز مینا جهت دوب خود نیاز به مقدار حرارت معینی دارد لذا بایستی اندازه جوش را به میزانی که امکان دوب کامل فلز مینا حین انجام آن اندازه جوش فراهم باشد بالا برد. اگر فلز مینا به اندازه کافی حرارت ببیند امکان عدم اختلاط فلز مینا و فلز جوش وجود نخواهد داشت.



شکل (۵-۲۲) - اثر ضخامت در سرعت خنک شدن

(الف) ورق ضخیم

(ب) - ورق نازک

## حداقل اندازه جوش

به منظور تأمین اختلاط کامل فلز مینا و فلز جوش و به حداقل رسانیدن اعوجاج، ضوابط AWS و AISC حداقلی برای اندازه جوش گوشه و ضخامت مؤثر جوش لب در نوع با نفوذ غیر کامل بر اساس ضخامت ضخیم ترین قطعه مورد جوش معین کرده است. این مقادیر حداقل در جدول (۵-۳) معین شده است.

حداکثر اندازه<sup>(۱)</sup> جوش گوشه کنار ورقها

حداکثر اندازه جوش گوشه در طول لبه قطعات مورد اتصال بر طبق ضوابط AISC به منظور جلوگیری از ذوب گوشه ورق مورد اتصال (که در صورت حوشکاری کل ضخامت ورق اتفاق خواهد افتاد) به معادیر زیر محدود شده است: (به شکل ۵-۲۳ مراجعه شود)

۱- اگر ضخامت لبه قطعه مورد اتصال کمتر از ۶ میلیمتر باشد، اندازه حداکثر جوش گوشه برابر با ضخامت قطعه خواهد بود (شکل ۵-۲۳ الف).

۲- اگر ضخامت لبه قطعه مورد اتصال بیشتر از ۶ میلیمتر و یا برابر با ۶ میلیمتر باشد اندازه حداکثر جوش گوشه به  $1/5$  میلیمتر کمتر از ضخامت ورق محدود می شود مگر اینکه بر اساس محاسبات انجام گرفته لازم باشد که کل ضخامت ورق جوش گردد (شکل ۵-۲۳ ب).

حداقل طول مؤثر<sup>(۲)</sup> جوش گوشه

جوشکاران همواره سعی دارند بنوعی جوش کنند که بتوانند اندازه کامل جوش را از ابتدای جوش تا انتهای آن ایجاد نمایند. با وجود این هم انتهای جوش و هم ابتدای آن عملاً نمی تواند اندازه کامل جوش را داشته باشد. بدین جهت ضوابط AISC طول حداقل جوش گوشه را به چهار برابر اندازه اسمی جوش محدود کرده است. اگر یک چنین ضابطه ای تأمین نشده باشد

(1) weld size

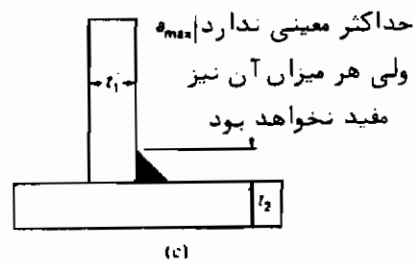
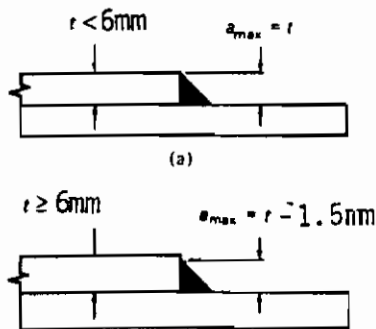
(2) effective length



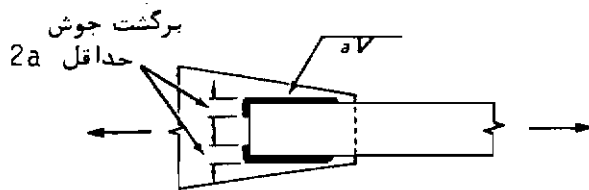
جدول (۵ - ۳) - اندازه حداقل جوش گوشه و حداقل ضخامت مؤثر جوش لب با نفوذ غیر کامل

اندازه حداقل ضخامت مؤثر جوش لب با نفوذ غیر کامل (mm)	اندازه حداقل جوش گوشه* (mm)	ضخامت ضخیم‌ترین ورق مورد اتصال $\bar{A}$ (mm)
۳	۳	$T < 6/5$
۵	۵	$6/5 < T < 12/5$
۶	۶	$12/5 < T < 19/5$
۸	۸	$19/5 < T < 28/1$
۱۰	۸	$28/1 < T < 57/1$
۱۳	۸	$57/1 < T < 152$
۱۶	۸	$152 < T$

\* اندازه جوش گوشه گوشه برابر با یک ضلع جوش است. نیازی نیست که اندازه جوش بیش از ضخامت نازک‌ترین ورق اتصال باشد در یک چنین حالتی بایستی دقت شود که حرارت کافی به فلز ضخیم برسد تا جوشی محکم بوجود آید.



شکل (۵ ۲۳) - حداکثر اندازه جوش گوشه



شکل (۵-۲۴) - برگشت جوش در انتهای

طول اسمی جوش را بایستی برابر با  $\frac{1}{4}$  طول مؤثر جوش گرفت. براساس ضوابط AISC مقدار برگشت جوش  $a$  به  $2a$  برطبق شکل (۵-۲۴) محدود شده است. برای دستیابی به سایر ضوابط AISC بهتر است به متن ضوابط AISC مراجعه شود.

#### ۵-۱۲ = تنش‌های مجاز

چون نقش جوش انتقال کل بار از یک قطعه به قطعه دیگر می‌باشد لذا ابعاد آن بایستی متناسب با مقدار بار طراحی بوده و در جوشکاری نیز از الکتروود مناسب استفاده شود. گرچه انتقال تنش توسط جوش گوشه در بند ۵-۱۴ ذکر شده است در اینجا خاطر نشان می‌شود که جوش گوشه در هر امتدادی که قرار گرفته باشد صرفاً "بمنظور انتقال تنش برشی در سطح مؤثر<sup>۲</sup> خود طراحی می‌شود ولی جوش لب دقیقاً "همان تنش را منتقل می‌کند که در قطعات مورد اتصال وجود دارد.

برطبق ضوابط رایج در ایران اگر نوع فولاد مصرفی فولاد نرمه بوده و از الکترودهای معمولی جهت جوشکاری استفاده شده باشد و کیفیت جوش برطبق نشریه شماره ۲۳ دفتر تحقیقات و استانداردهای فنی سازمان برنامه و بودجه بدون کاربرد آزمایشات غیرمخرب بازرسی و کنترل گردند. تنش‌های مجاز جوش مطابق جدول (۵-۴) که از نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران استخراج شده است گرفته می‌شود.

(1) end returns

(2) effective area

## جدول (۴-۵) - تنش‌های مجاز جوش در صورت مصرف الکترودهای معمولی

۹۲۰	bar	برش در جوش گوشه
۹۰۰	bar	برش در جوش لب، انگستانه و کام
۱۱۰۰	bar	کشش در جوش لب
۱۴۰۰	bar	فشار در جوش لب

در صورتی که نوع فولاد مصرفی از نوع فولاد نرمه و یا فولاد اعلا و یا فولادهای مقاوم بوده و الکتروده مصرفی E 60 برطبق طبقه‌بندی ASTM باشد و کیفیت جوش با کاربرد آزمایشات عبیرمخرب راد یوگرافی و یا اولتراسونیک بازرسی و کنترل گردند تنش‌های مجاز حوش‌رایی توان مطابق با ارقام جدول (۵-۵) در نظر گرفت.

## جدول (۵-۵) - تنش‌های مجاز جوش در صورت مصرف الکترودهای E 60

۱۲۶۵	bar	برش در جوش گوشه
		برش، کشش و فشار در جوش لب
۱۲۶۵	bar	برش در جوش انگستانه و کام

برابر با مقاومت فولاد بکاربرده شده

## ۵-۱۳ = سطح مؤثر جوش‌ها

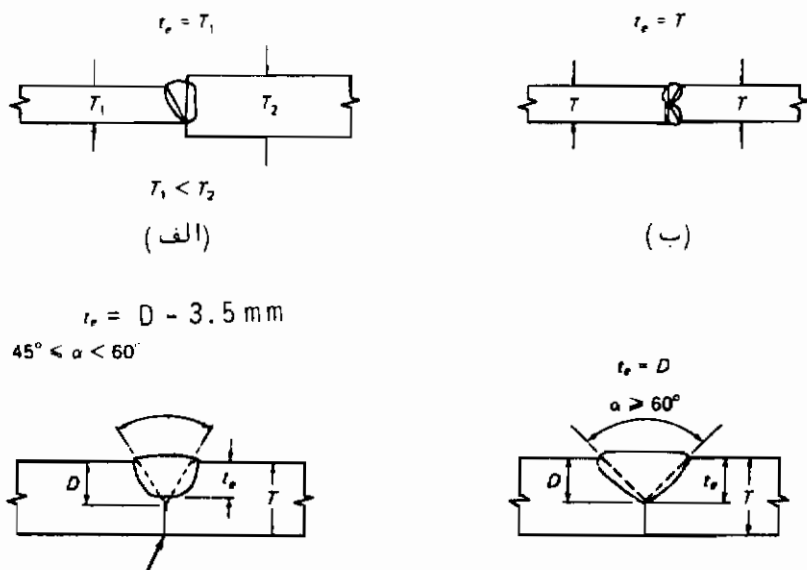
تنش‌های مجاری که در بند ۵-۱۲ ذکر گردید در سطح مؤثر جوش‌های مختلف اثر می‌کنند، سطح مؤثر یک جوش لب و یا گوشه از حاصلضرب ضخامت مؤثر جوش (t) در طول جوش بدست خواهد آمد.

ضخامت مؤثر جوش بستگی به اندازه جوش و شکل آن خواهد داشت بعبارت دیگر کمترین عرضی که امکان گسیختگی در آن مقطع وجود داشته باشد ضخامت مؤثر جوش گفته می‌شود.

(1) effective throat

## جوش لب

ضخامت مؤثر جوش لب با نفوذ کامل برابر با ضخامت نازکترین ورق مورد اتصال خواهد بود (شکل ۵-۲۶) ضخامت مؤثر جوش لب با نفوذ غیرکامل هرگاه نوع درز اتصال حناغی و یا نیم حناغی باشد بشرطی که زاویه درز اتصال مساوی یا بیشتر از  $45^\circ$  و کمتر از  $60^\circ$  باشد برابر خواهد بود با عمق شیار مسهای 3.5 میلیمتر (شکل ۵-۲۶ ج) و اگر زاویه درز اتصال مساوی یا بیشتر از  $60^\circ$  باشد ضخامت مؤثر جوش برابر با عمق شیار گرفته خواهد شد. (شکل ۵-۲۶ د) در درز لاله‌ای یا نیم لاله‌ای ضخامت مؤثر جوش برابر با عمق درز اتصال خواهد بود.

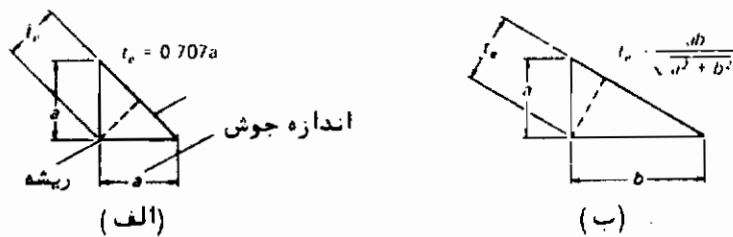


شکل (۵-۲۶) - ضخامت مؤثر جوش لب برطبق AISC

## جوش گوشه

همانطور که در شکل (۵-۲۶) نشان داده شده است ضخامت مؤثر جوش گوشه کمترین فاصله بین ریشه جوش و سطح خارجی جوش خواهد بود. اگر جوش گوشه با ساق‌های یکسان  $a$  باشد ضخامت مؤثر  $t_e$  جوش برابر با  $0.707 a$  خواهد شد. اگر جوش گوشه با ساق‌های غیرمساوی باشد (شکل ۵-۲۶ ب) مقدار  $t_e$  را برطبق شکل جوش می‌بایستی محاسبه کرد. در مورد جوش غوطه‌ور (SAW) ضوابط AISC بدلیل مرغوبیت نوع جوش تصحیحاتی در اندازه

مؤثر جوش در نظر گرفته است که جهت اطلاع از آن بهتر است به متن آئین‌نامه مراجعه نمود.



شکل (۵ - ۲۶) - ضخامت مؤثر جوش گوشه

در حالات متعارف که از فولاد نرمه و الکترودهای معمولی استفاده می‌شود هر سانتیمتر جوش گوشه نیرویی برابر با مقدار زیر (به صورت برشی) به صورت مجاز تحمل خواهد نمود که آنرا ارزش جوش خواهیم گفت.

$$R_w = t_e \times 920 = a \times 0.707 \times 920 = 650 a \text{ daN/cm}$$

اگر از فولاد نرمه و یا اعلا و از الکترودهای E 60 استفاده شود ارزش جوش خواهد شد.

$$R_w = a \times 0.707 \times 1265 = 895 a$$

در این دو رابطه مقدار  $a$  بر حسب سانتیمتر است.

#### جوش انگشتانه و کام

سطح مؤثر برشی جوش انگشتانه و کام برابر با سطح انگشتانه و یا کام خواهد بود. نیروی مقاوم جوش انگشتانه و کام در برابر برش برابر با حاصلضرب سطح انگشتانه و یا کام در تنش مجاز برشی جوش انگشتانه و یا کام خواهد بود.

مثال ۵-۱ =

نیروی برشی مقاوم جوش انگشتانه‌ای به قطر ۲ سانتیمتر را معین کنید، الکتروده مصرفی E 60 خواهد بود.



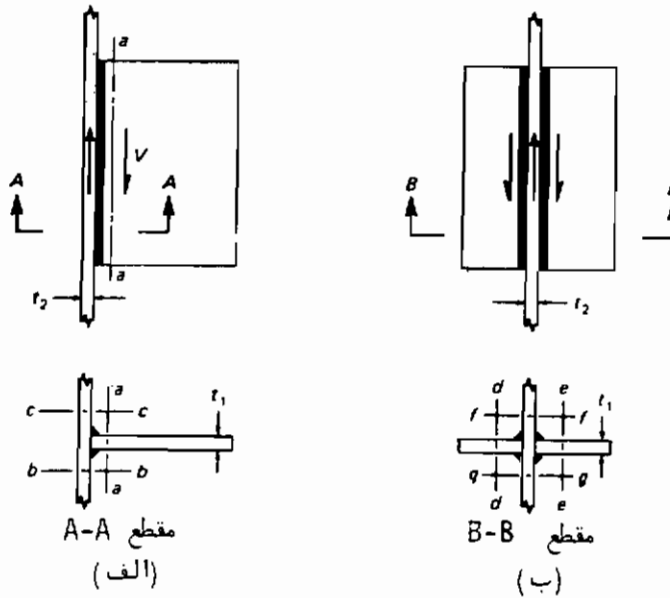
حل :

اگر فرض کنیم که قطر این جوش انگشتانه مطابق بر صوابط AISC باشد خواهیم داشت:

$$\text{حداکثر نیروی مقاوم جوش} = \frac{\pi D^2}{4} \times 1265 = 3974 \text{ daN}$$

حداکثر اندازه مؤثر جوش گوشه

در بند (۵ - ۱۱) مطالبی در مورد حدود حداکثر و حداقل جوش گوشه بیان شد، در هر صورت اندازه جوش نمی‌تواند به نوعی باشد که نیروی انتقالی از طرف جوش بیشتر از قدرت تحمل یکی از قطعات جوش شده باشد.



شکل (۵ - ۲۷) - حالات بحرانی تنش برای یکی از قطعات جوش شده

مقطع a-a از شکل (۵ - ۲۷ الف) را در نظر بگیرید، درین مقطع دو جوش گوشه نیروی برشی V را منتقل می‌کنند، درین مقطع بایستی قدرت انتقال نیروی برشی توسط جوش‌ها برابر با قدرت تحمل نیروی برشی ورق جوش شده باشد لذا بایستی داشته باشیم: اگر فولاد نرمه و الکتروود از نوع متعارف باشد.

$$2 \times 650 a \leq 0.4 F_y t_1 = 0.4 \times 2333 t_1$$

$$a_{\max} \leq 0.72 t_1 \simeq \frac{3}{4} t_1 \quad (\text{الف } ۲-۵)$$

اگر فولاد نرمه و الکتروود از نوع E 60 باشد.

$$2 \times 895 a \leq 933 t_1$$

$$a_{\max} \leq 0.52 t_1 \simeq \frac{1}{2} t_1 \quad (\text{ب } ۲-۵)$$

در مورد مقاطع b-b و c-c از شکل (۵-۲۷ الف) خواهیم داشت.  
اگر فولاد از نوع نرمه و الکتروود از نوع متعارف باشد.

$$650 a \leq 0.4 \times 2333 t_2$$

$$a_{\max} \leq 1.44 t_2 \simeq 1.5 t_2 \quad (\text{الف } ۳-۵)$$

اگر از فولاد نرمه و الکتروود نوع E 60 استفاده شود

$$895 a \leq 933 t_2$$

$$a_{\max} \leq 1.04 t_2 \simeq 1.0 t_2 \quad (\text{ب } ۳-۵)$$

اگر مقاطع d-d و e-e از شکل (۵-۲۷ ب) را مورد توجه قرار دهیم خواهیم دید که نهایتاً "به روابط (۵-۲) خواهیم رسید و در مقاطع g-g و f-f چهار جوش گوشه برش متحمل را به دو مقطع فولاد منتقل می‌کنند که درین صورت خواهیم داشت:

$$4 \times 650 a \leq 2 \times 0.4 F_y t_2$$

$$a_{\max} \leq 0.72 t_2 \simeq \frac{3}{4} t_2 \quad (\text{الف } ۲-۵)$$

دیده میشود که نهایتاً " به روابط (۲-۵) خواهیم رسید .

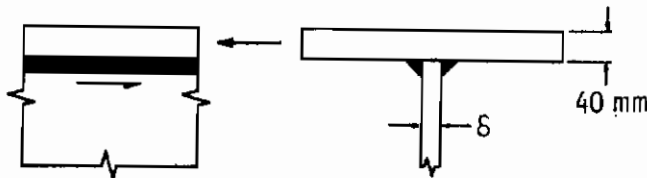
مثال ۲-۵ =

ارزش جوش  $R_w$  را در اتصال حان به بال تیری که در شکل (۲۸-۵) نشان داده شده است تعیین کنید .

حل :

برطبق جدول (۳-۵) حداقل اندازه جوش گوشه برابر خواهد بود با:  $a_{\min} = 8 \text{ mm}$  و حداکثر اندازه جوش گوشه برطبق رابطه (۲-۵) خواهد شد :

$$a_{\max} = \frac{3}{4} t = \frac{3}{4} \times 8 = 6 \text{ mm}$$



شکل ( ۲۸-۵ )

حتی اگر جوش داده شده برابر با  $8 \text{ mm}$  باشد قابلیت جوش فوق بیش از جوشی با اندازه  $6 \text{ mm}$  نخواهد بود . لذا در هر صورت ارزش کل دو جوش برابر خواهد شد با :

$$2 R_w = 2 \times 650 a = 2 \times 650 \times 0.6 = 780 \text{ daN/cm}$$

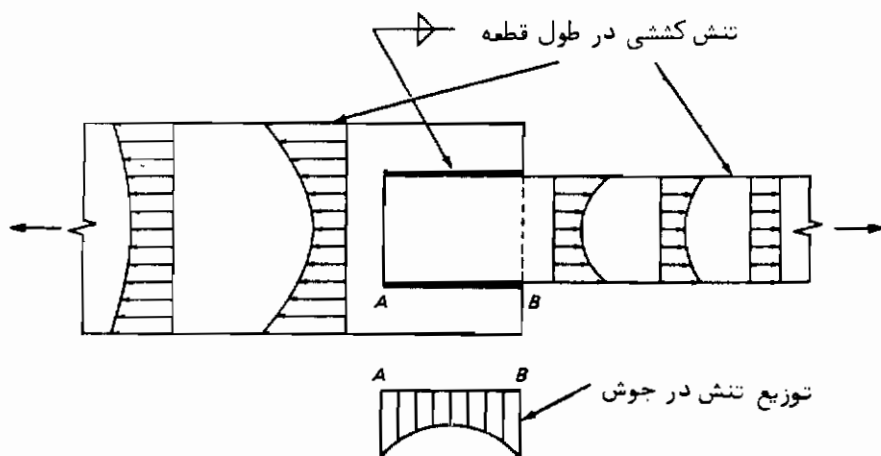
۱۴-۵ = توزیع تنش دو جوش گوشه

وقتی طراحی اتصالات جوشی مورد نظر باشد ، بمانند طراحی اتصالات پیچی و پرچی

فرض خواهد شد که جوش به صورت ارتجاعی عمل کرده و قطعات مورد اتصال کاملاً " صلب هستند و وقتی اتصالی جوشی تحت تأثیر نیروی برشی، فشاری یا کششی فرار می‌گیرد فرض می‌شود که تنش در طول جوش یکسان است. اگر جوشی تحت تأثیر لنگر و یا پیچش قرار گیرد فرض می‌شود که شدت تنش در طول جوش متناسب با فاصله از محور خنثی تغییر کند و اگر دو یا چند نوع از بارگذاریهای ذکر شده به صورت یکجا به جوش وارد شوند فرض می‌گردد که شدت تنش در جوش مجموع برداری شدتهای تنش در آن چند نوع بارگذاری باشد.

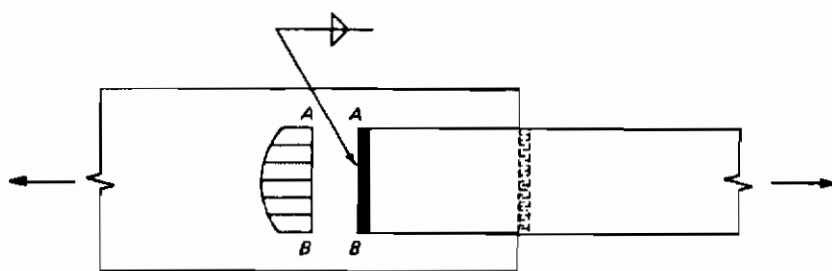
واضح است که وضعیت واقعی توزیع تنش در یک قطعه جوشی حتی در ساده‌ترین نوع آن بسیار پیچیده است. جوش بایستی به همراه قطعه جوش شده تغییر شکل دهد برادر غیر این صورت باید از یکدیگر جدا شوند. علاوه بر آن تنش‌های واقعی تحت تأثیر تنش‌های پس ماند حاصل از سرد شدن جوش، تنش‌های تاب برداشتن حاصل از روش جوشکاری ضعیف و تنش‌های آزاد شده قطعات مورد جوش قرار می‌گیرد. بحث در حرئیات کیفی تنش‌های واقعی در اتصالات جوشی خارج از موضوع اصلی این کتاب است، ولی با وجود این بمنظور آشنا نمودن خواننده با درجه پیچیدگی مطلب چند نوع متعارف از اتصالات جوشی مورد دقت قرار می‌گیرد.

در شکل (۵ - ۲۹) شکل متعارف توزیع تنش برشی در جوش گوشه نشان داده شده است نحوه تغییرات تنش در طول AB بستگی به طول جوش و نسبت عرض دو ورق اتصال یافته در محل جوشکاری دارد. در شکل (۵ - ۳۰) نحوه تغییرات تنش برشی در یک نوار عرضی جوش گوشه نشان داده شده است. در این حالت نیز تغییرات تنش بستگی به طول جوش و نسبت عرض دو ورق در ناحیه اتصال دارد.

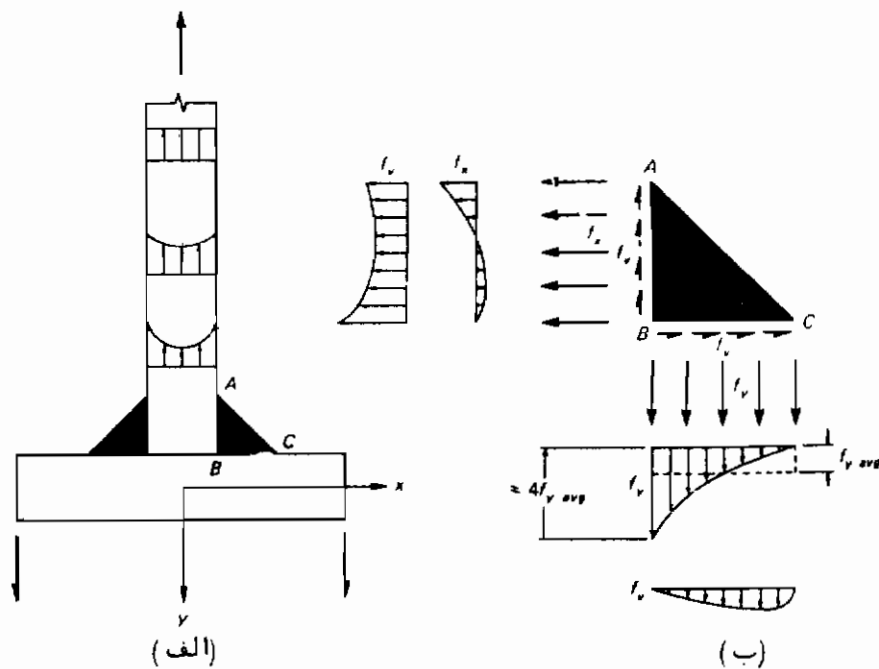


شکل (۹ - ۲۹) - نحوه تغییرات تنش برشی در جوش گوشه

همانگونه که در شکل (۵-۳۱) نشان داده شده است تغییرات تنش در جوش گوشه در دررهای T شکل بسیار پیچیده تر است. درین نوع اتصال چون جوش تمایل به دوران حول نقطه C دارد لذا حداکثر تنش کششی در جهت y یعنی  $f_y$  تقریباً به حدود چهار برابر مقدار متوسط تنش  $f_{y \text{ avg}}$  می‌رسد.



شکل (۵-۳۰) - نحوه تغییرات تنش برشی در جوش گوشه عرضی



شکل (۵-۳۱) نحوه تغییرات متعارف تنش در جوش گوشه

(1) nominal or average stress

اگر قرار بود قبل از طراحی هر اتصال جوشی تحلیل دقیق تنش انجام می‌گرفت عملاً" اتصالات جوشی مترود میشد ولی اگر حدود مقدار ضریب اطمینان بین بار وارده، واقعی و مقاومت نهایی معین شود براحتی می‌توان با آشنایی کامل از نحوه، بارگذاری قطعه، مورد نظر به تعیین تنش مجاز محاسباتی اقدام نمود و به این ترتیب طراح خواهد توانست با استفاده از تنش‌های مجاز و روش‌های ساده، محاسباتی با اطمینان کامل ابعاد مناسبی برای جوش معین کند. واقعیت این است که جوش‌ها نیز همانند آنچه در مورد پیچ و پرچ بیان شد تحت اثر تنش‌های بسیار بالا جاری شده و بدین ترتیب بار اضافی خود را به فلز جوش محاور خود منتقل خواهند کرد.

کند و کاود دقیق در تحلیل اتصالات جوشی عملاً" چندان مفید واقع نخواهد شد زیرا که در اغلب مسائل طراحی مهندسی نحوه، بارگذاری به صورت آنچنان دقیق معین نمی‌باشد. در هر صورت آنچه فوقاً" بیان شد به همراه مطالعات دقیق تر توزیع تنش در اتصالات جوشی می‌تواند مهندس محاسب را از توزیع واقعی تنش مطلع کرده و او را در نحوه، تفکرش در مورد طراحی اتصالات جوشی یاری دهد.

#### ۵ - ۱۵ = اتصالات جوشی قطعات کششی و فشاری

در طراحی جوش برای قطعات کششی و فشاری اولاً" باید تا حد امکان جوش را نهاده شده مقاومتی برابر با مقاومت قطعات جوش شده داشته باشد و ثانیاً" شکل جوش، خروج از مرکزیت غیر قابل قبولی به بار وارده تحمیل نکند.

#### جوش لب

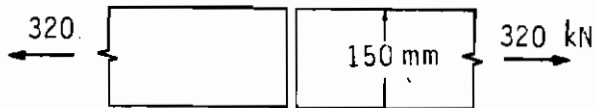
در صورتی که جهت اتصال قطعات از جوش لب با نفوذ کامل استفاده شده باشد، ضخامت مؤثر جوش همان ضخامت ورق نازکتر خواهد شد (شکل ۵ - ۷) لذا تنش مجاز جوش باید بر طبق نوع فولاد و الکتروود مصرفی از جدول (۵ - ۴) و یا جدول (۵ - ۵) انتخاب شود.

#### مثال ۵ - ۳ -

هرگاه در اتصال شکل (۵ - ۳۲) از جوش حناغی بکطرفه استفاده شده باشد مطلوبست تعیین ضخامت حداقل تسعه. نوع فولاد مصرفی از نوع نرمه می‌باشد.

حل :

اگر جهت اتصال فوق از الکتروود متعارف استفاده شده باشد، تنش مجاز کششی جوش لب



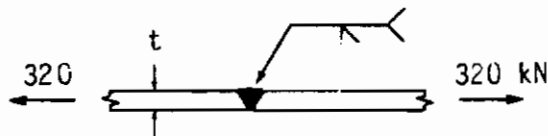
شکل (۵-۲۲)

برطبق جدول (۵-۴) برابر با ۱۱۰۰ بار خواهد شد. لذا ضخامت ورق به صورت زیر معین می‌شود.

$$t > \frac{320 \times 100}{10 \times 1100} = 1.9 \text{ cm} \quad t = 20 \text{ mm}$$

در صورتی که از الکتروود E ۶۰ استفاده شود خواهیم داشت:

$$t > \frac{320 \times 100}{10 \times 1400} = 1.52 \text{ cm} \quad t = 16 \text{ mm}$$



شکل (۵-۲۳)

واضح است که درین مثال بیان ضخامت جوش و طول آن لازم نیست زیرا که ضخامت جوش بدلیل نفوذ کامل آن برابر با ضخامت ورق و طول آن برابر با عرض تسمه خواهد بود.

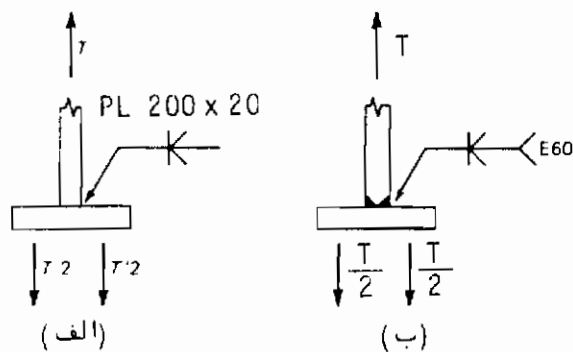
مثال ۵-۴ =

در شکل (۵-۳۴) جوش نیم جناغی دوطرفه مناسبی برای اتصال T معین کنید. فرض میشود بال T مقاومت لازم را داشته باشد (نوع فولاد نرمه است).

حل:

قدرت کششی ورق برابر خواهد شد با:

$$T = A \times F_t = 2 \times 20 \times 1400 = 560 \text{ kN}$$



شکل (۵-۳۴)

در صورتی که از الکترودمتعارف جهت جوشکاری استفاده شود، مقدار محاز  $T$  خواهد شد.

$$T = 2 \times 20 \times 1100 = 44000 \text{ daN}$$

و اگر از الکترودمتعارف E 60 استفاده شود مقدار محاز  $T$  همان 560 کیلو نیوتن خواهد بود. زاویه درر جوش در هر صورت مطابق شکل (۵-۳۴) برابر با  $45^\circ$  گرفته خواهد شد.

#### جوش گوشه

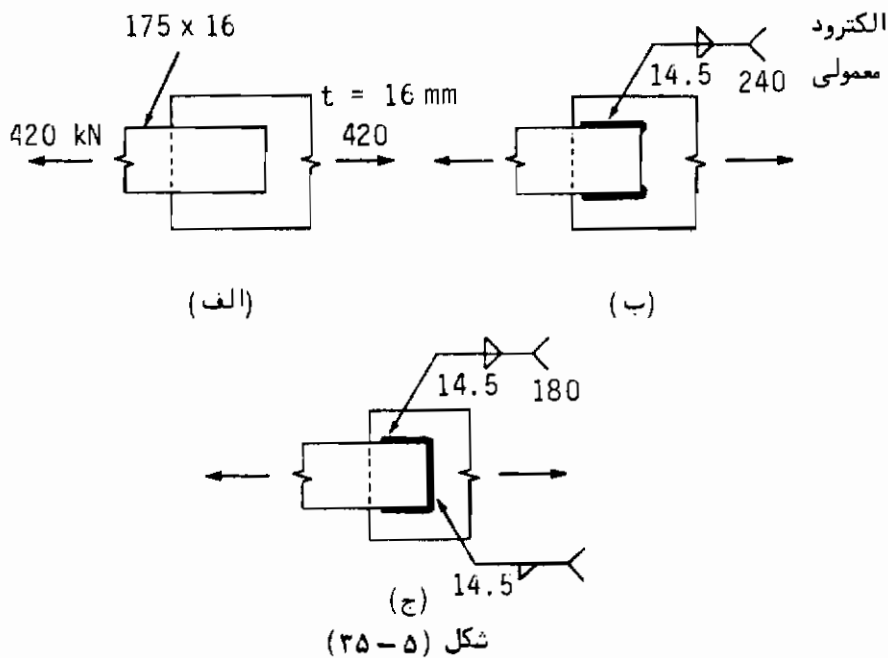
طراحی جوش گوشه براساس تنش مجاز جوش و به عبارت بهتر بستگی به ارزش جوش که در بندهای قبلی از آن صحبت گردید خواهد داشت. اندازه جوش برطبق ضخامت قطعات جوش شده و طول ممکن جوشکاری انتخاب خواهد شد. سایر عوامل نظیر نوع فرآیند جوشکاری، انتخاب جوش کارخانه‌ای و یا کارگاهی و اندازه و ابعاد سایر جوش‌های موجود، طرح اندازه جوش گوشه را تحت تأثیر قرار خواهند داد. اگر اندازه جوش گوشه افزایش یابد بدیهی است که الکترودم مصرفی نیز قطور بوده که خود نیاز به دستگاهی پر قدرت تر خواهد داشت که عموماً "یک‌چنان مورد جوش‌هایی برای کارگاه‌ها مناسب نخواهد بود. عملاً "اقتصادی‌ترین اندازه جوش گوشه در مورد جوش با الکترودم دستی مربوط به اندازه 8 mm در یک پاس جوش بوده و برای جوش غوطه‌ور



مربوط به اندازه ۱۲ mm در یک پاس است. البته اگر جوش دیگری در حوالی جوش مورد - طرح با اندازه دیگری طراحی شده باشد توصیه میشود که اندازه جوش مورد طرح نیز در صورت امکان برابر با اندازه همان جوش گرفته شود تا در عمل جوشکار مجبور به تعویض الکتروود و یا تنظیم مجدد دستگاه جوش و احیانا " تعویض دستگاه جوش نگردد. علاوه بر این کنترل و بازرسی جوش در یک چنین حالتی سهل تر خواهد بود.

مثال ۵-۵ =

مطلوبست اندازه و طول جوش گوشه در درز رویهم، اتصال نشان داده شده در شکل (۵-۳۵) نوع فولاد نرمه و از الکتروودهای معمولی استفاده خواهد شد.



حل :

با در نظر گرفتن ابعاد ورق‌های مورد اتصال اندازه حداکثر و حداقل جوش گوشه برابر با مقادیر زیر خواهد شد :

$$a_{\max} = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

ارزش جوش خواهد شد:

$$R_w = 650 \text{ a } 650 \times 14.5 = 942.5 \text{ daN/cm}$$

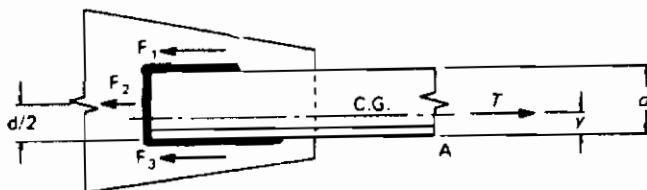
طول جوش در هر طرف خواهد شد (در تسمه‌های کششی این طول ساینستی کمتر از عرض تسمه - یعنی ۱۷/۵ cm - گردد).

$$L > \frac{1}{2} \times \frac{420 \times 100}{942.5} = 22.3 \quad L = 24 \text{ cm}$$

اگر بخواهیم ورق را در عرض نیز جوش دهیم طول جوش در هر سمت طولی تسمه خواهد شد.

$$L > \frac{1}{2} \left( \frac{420 \times 100}{942.5} - 17.5 \right) = 13.5 \quad L = 14.0 \quad L = 17.5 \text{ cm}$$

راه حل دوم معمولاً "بهبتر پذیرفته میشود زیرا که اتصال کوچکتری ایجاد نموده و تسمه کوتاهتری مصرف میشود. توصیه می‌شود طول جوش هرگز کمتر از عرض تسمه انتخاب نشود (۱۷/۵ سانتیمتر) در برخی از موارد قطعاتی که خود متحمل نیروی محوری میشوند نامتقارن بوده و لذا سبب عدم تقارن در اتصالات نیز می‌گردند. به شکل (۵ - ۳۶) توجه کنید. درین شکل یک نبشی به ورق اتصال جوش شده است. نیروی  $T$  که در فاصله  $e$  ماسی بر مرکز ثقل نبشی خواهد گذشت در امتداد محور مرکز ثقل نبشی عمل خواهد کرد. این نیرو در اتصال توسط سه نیروی  $F_1$ ،  $F_2$  و  $F_3$  به ورق اتصال منتقل خواهد شد. فرض میشود که دو نیروی  $F_1$  و  $F_2$  در



شکل (۵ - ۳۶) - جوش متعادل یک نبشی

دولبه، خارجی نبشی اثر کرده و نیروی  $F_2$  در مرکز ثقل جوش عرضی و به عبارت دیگر در فاصله  $\frac{d}{4}$  از لبه، نبشی اثر کند. اگر حول نقطه A واقع در کنار تحتانی نبشی از نیروهای وارده لنگرگیری کنیم و جهت ساعت گرد را مثبت بگیریم خواهیم داشت:

و یا:

$$\sum M_A = -F_1 d - F_2 \frac{d}{2} + T_y = 0 \quad (4-5)$$

$$F_1 = \frac{T_y}{d} - \frac{F_2}{2} \quad (5-5)$$

نیروی  $F_2$  برابر با حاصلضرب طول جوش و ارزش جوش<sup>۱</sup> خواهد بود و یا:

$$F_2 = R_w L_w \quad (6-5)$$

تعداد نیروهای افقی رابطه زیر را بدست می دهد:

$$F_H = T - F_1 - F_2 - F_3 = 0 \quad (7-5)$$

از حل همزمان معادلات (4-5) و (7-5) رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$F_3 = T \left( 1 - \frac{y}{d} \right) - \frac{F_2}{2} \quad (8-5)$$

طرح اتصال شکل (5-26) بنحوی که خروج از مرکزیت جوش را از بین ببرد و به عبارت دیگر منجر به جوشهای متعادل گردد برطبق روش خلاصه شده، قدم به قدم زیر انجام خواهد گرفت.

- ۱- پس از تصمیم گیری نسبت به اندازه جوش و نوع الکتروود مصرفی نیروی  $F_2$  را بر طبق رابطه (6-5) معین می کنیم.
- ۲- با استفاده از معادله (5-5) مقدار  $F_1$  را معین می کنیم.
- ۳- مقدار  $F_3$  را با استفاده از معادله (8-5) و با معادله زیر معین می کنیم.

---

(1) resistance of weld per cm

$$F_3 = T - F_1 - F_2 \quad (۹-۵)$$

۴- طول جوش را در دو لبه نشی یعنی  $L_{w1}$  و  $L_{w2}$  بر طبق رابطه زیر محاسبه می‌نمائیم.

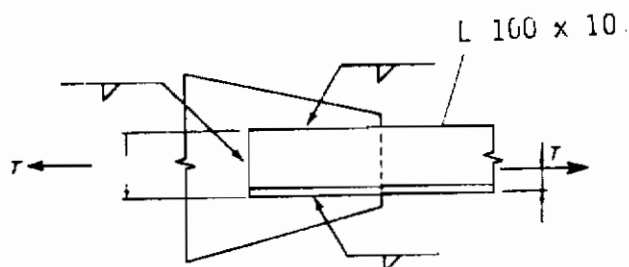
$$L_{w1} = \frac{F_1}{R_w} \quad (۱۰-۵ \text{ الف})$$

$$L_{w2} = \frac{F_3}{R_w} \quad (۱۰-۵ \text{ ب})$$

اگرچه تقریباً "ترجیح داده" میشود که از طرح جوش متعادل مطابق روش فوق استفاده شود ولی در هر صورت بجز زمانی که قطعه‌ای تحت تأثیر بارهای خستگی آور قرار گرفته است در سایر حالات طرح اتصالات متعادل برای نبشی‌های تک، نبشی‌های زوج و قطعات نظیر آن الزامی نخواهد بود.

مثال ۵-۶ =

در اتصال شکل (۵-۳۷) اگر بخواهیم طراحی جوش‌های لازم را به نحوی انجام دهیم که خروج از مرکزیت اتصال به حداقل خود برسد مطلوبست تعیین مشخصات جوش‌های مورد نیاز، ضخامت نبشی بیش از ضخامت ورق است.



شکل (۵-۳۷)

حل :

قدرت کششی حداکثر نبشی برابر خواهد شد با:

$$T = 0.6 F_y A_g = 1400 \times 19.2 = 268.8 \quad \text{daN}$$

حداقل و حداکثر اندازه جوش گوشه خواهد شد.

$$a_{\max} = 10 - 1.5 = 8.5 \quad \text{mm} \quad a_{\min} = 5 \quad \text{mm}$$

اگر از جوش گوشه با  $a = 6 \text{ mm}$  استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$R_w = 650 a = 650 \times 0.6 = 390 \quad \text{daN / cm}$$

$$F_2 = R_w \times 10 = 390 \times 10 = 3900 \quad \text{daN}$$

$$F_1 = \frac{26880 \times 2.82}{10} - \frac{3900}{2} = 5630 \quad \text{daN}$$

$$F_3 = 26880 - 5630 - 3900 = 17350 \quad \text{daN}$$

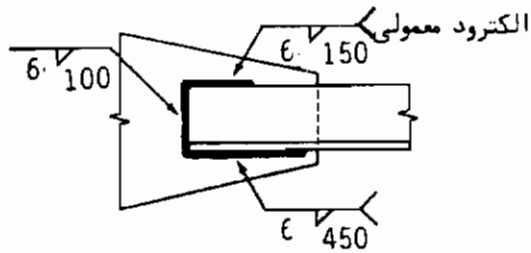
$$L_{w1} = \frac{F_1}{R_w} = \frac{5630}{390} = 14.4 \quad L_{w1} = 15 \quad \text{cm}$$

$$L_{w2} = \frac{F_2}{R_w} = \frac{17350}{390} = 44.5 \quad L_{w2} = 45 \quad \text{cm}$$

بدین ترتیب باید از جوش‌هایی با مشخصات شکل (۵-۳۸) استفاده شود، البته شاید بهتر باشد به منظور تقلیل طول اتصال، جوش طویل تحتانی را تقلیل دهیم. بایستی یادآوری کنیم که جوش تحتانی می‌باید برطبق توصیه AWS در فاصله ۲.۵cm از لبه ورق خاتمه پیدا کند.

#### جوش انگشتانه و کام

میزان مقاومت در برابر بارهای وارده در جوش انگشتانه و کام بستگی به سطح برشی دارد که قطعات را بهم متصل می‌کند. همانگونه که در بند ۵-۷ بیان شد مصرف عمده جوش انگشتانه



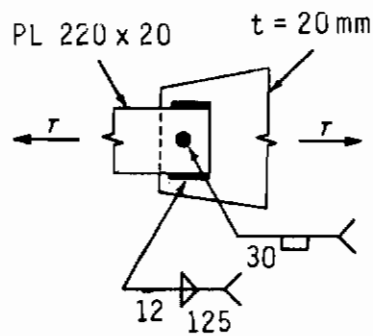
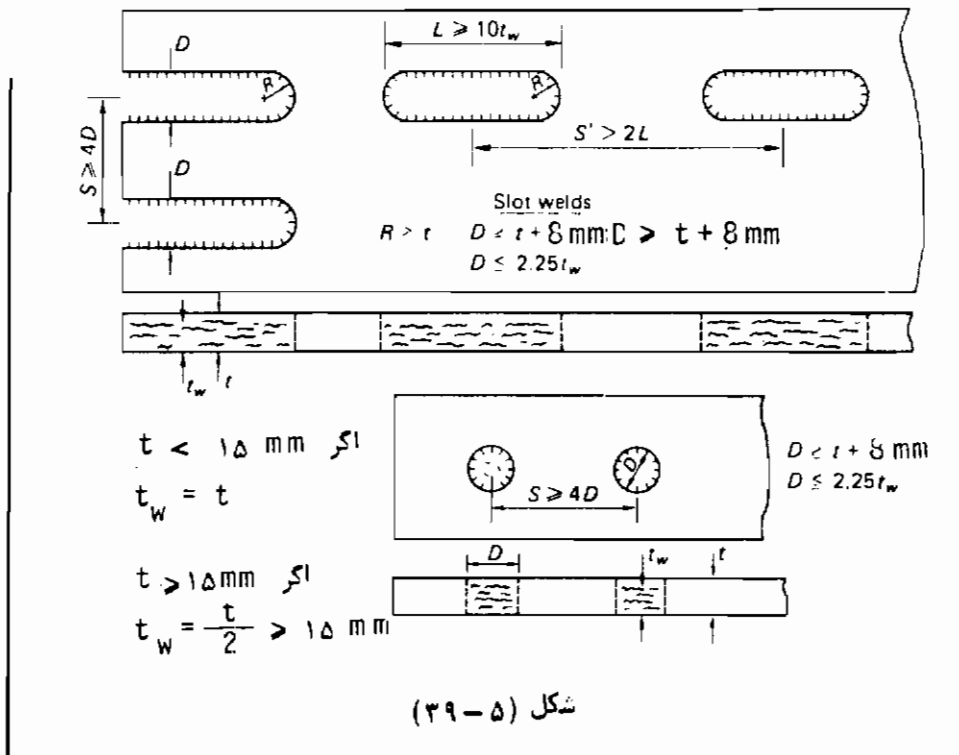
شکل (۵ - ۳۸)

در درز رویهم است. گاهی نیز از این جوش به منظور پر کردن سوراخ‌های موجود در قطعات نظیر سوراخ پیچی که جهت نصب بکار رفته است استفاده می‌کنند. در یک چنین صورتی می‌توان به انتخاب از مقاومت یک چنین سوراخی صرف نظر کرده و یا آن را در نظر گرفت. عموماً "جوش انگشترانه" و یا کام به منظور همکاری در باربری نیروها با جوش‌های دیگر مخصوصاً "جوش گوشه در درز رویهم بکار می‌روند.

مثال ۵ - ۷ =

مقدار مجاز T را بر طبق ضوابط AISC در اتصال شکل (۵ - ۴۰) مشخص کنید. نوع فولاد قطعات مورد اتصال نرمه می‌باشد.

- برخی دیگر از ضوابط AISC در مورد درز رویهم و جوش انگشترانه و کام بشرح زیر می‌باشد:
- الف - از جوش گوشه منقطع به شرطی می‌توان استفاده کرد که طول مؤثر جوش حداقل چهار برابر اندازه جوش و در هر صورت از 4 cm کمتر نشود.
- ب - حداقل رویهم آمدگی قطعات در درز رویهم به 5 برابر ضخامت ورق نازکتر و همچنین به 2.5 سانتیمتر محدود می‌شود.
- ج - از جوش انگشترانه و کام به شرطی می‌توان استفاده کرد که ابعاد طراحی شده برای آنها در قابل اشکال زیر (شکل ۵ - ۳۹) بگنجد.



حل :

مقاومت جوش‌های طراحی شده در شکل به قرار زیر خواهد بود:

$$T_1 = R_w L = 650 \times 1/2 \times (2 \times 12/5) = 19500 \text{ daN}$$

$$T_2 \text{ مقاومت جوش انگشترانه} = \frac{\pi (2/0)^2}{4} \times 9000 = 6360 \text{ daN}$$

$$T = T_1 + T_2 = 25860$$

$$T \text{ قدرت تحمل تسمه} = 0/6 F_y A_g = 1400 (22 \times 2) = 61600 \text{ daN}$$

دیده می‌شود که قدرت تحمل اتصال (کیلونیوتن)  $T = 2586/6$  خواهد بود (بهبتر بود که طول حوش کمتر از عرض تسمه گرفته نمیشد).

مثال ۵ - ۸ =

ظرفیت کششی تسمه، شکل (۵ - ۴۱) را بر طبق ضوابط AISC معین کنید، جهت این اتصال از فولاد اعلا با  $F_y = 3600$  (بار) و از الکتروود E 60 استفاده شده است.

حل:

ظرفیت برشی جوش را محاسبه می‌کنیم.

$$T_1 \text{ ظرفیت جوش گوشه} = 895 \text{ aL}$$

$$= 895 \times 0/5 \times 2 \times 12/5 = 11188 \text{ daN}$$

$$T_2 \text{ ظرفیت جوش کام} = (0/75 \times 7/5) \times 1265 = 7116 \text{ daN}$$

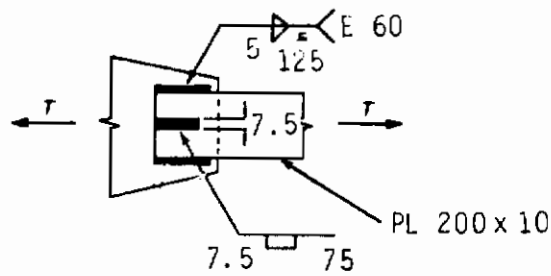
$$T = T_1 + T_2 = 18304 \text{ daN}$$

ظرفیت کششی تسمه خواهد بود:

$$T = 0/6 F_y A_g = 0/6 \times 3600 \times 1 \times 20$$

$$= 43200 \text{ daN}$$



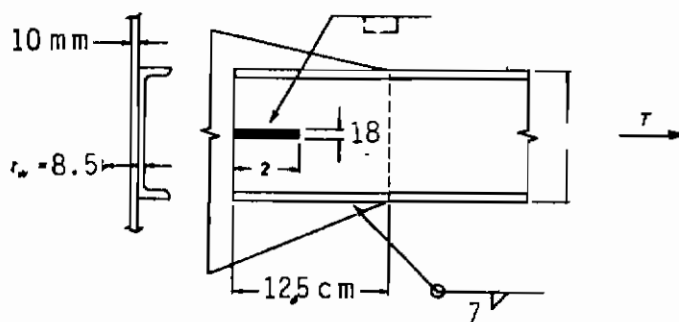


شکل (۵-۴۱)

ظرفیت کششی قطعه برابر با قدرت برشی جوش‌ها و برابر با (کیلونیوتن)  $T = 182$  خواهد بود، البته ابعاد جوش‌ها مناسب نیست.

مثال ۵-۹ =

اتصال یک ناودانی ۲۰ U را به ورق اتصال به ضخامت ۱۰ میلیمتر طراحی کنید مقدار رویهم آمدگی ناودانی و ورق برابر با  $12/5$  سانتیمتر می‌باشد.



شکل (۵-۴۲)

حل :

اندازه جوش گوشه در لبه خارجی ناودانی

$$a = 8/5 - 1/5 = 7 \text{ mm}$$

$$T = F_t A = 1400 \times 22/2 = 45080 \text{ daN}$$

اندازه جوش گوشه در طول انتهای ناودانی حداکثر می‌تواند برابر با ۷ میلی‌متر باشد. می‌توان در امتداد بال ناودانی از ضخامت بیشتری استفاده کرد. (حداکثر  $a_{\max} = 1/5 t_{pl} = 1/5 \times 10 = 15 \text{ mm}$  ولی بهتر است گرداگرد ناودانی را با همان  $a = 7 \text{ mm}$  جوش دهیم. ظرفیت باربری کل جوش گوشه خواهد شد.

$$T_1 = 650 \times 0/7 (2 \times 12/5 + 2 \times 20) = 29575 \text{ daN}$$

حال بایستی اضافه ظرفیت لازم را که برابر با (دکا نیوتن)  $155/5$  است با جوش کام تأمین کنیم.

$$2/25 t_w = 2/25 \times 0/85 = 1/9 > D \text{ عرض کام} > t + 0/8 = 0/85 + 0/8 = 1/65$$

عرض جوش کام را (میلی‌متر)  $D = 18$  می‌گیریم. لذا طول جوش خواهد شد.

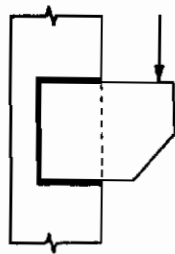
$$T_2 < D L_w \times 900 = 1/8 \times 900 L_w$$

$$L_w > \frac{15505}{1/8 \times 900} = 9/57 \text{ cm} \quad L_w = 10 \text{ cm} \text{ طول جوش کام}$$

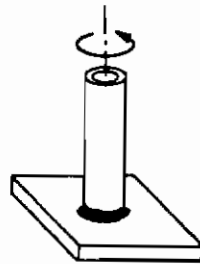
۵-۱۶ = اتصالات جوشی با خروج از مرکزیت

تنوع و راحتی جوشکاری سبب شده است که اتصالات جوشی در انواع مختلف آن نظیر آنچه در شکل (۵-۴۳) نشان داده شده است مورد پسند بسیاری از طراحان قرار گیرد. درست بمانند حالت بارگذاری با خروج از مرکزیت اتصالات پیچی در اتصالات جوشی نیز تحلیل

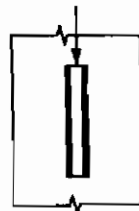
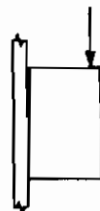
ارتجاعی تنش‌ها در اتصالات با خروج از مرکزیت غیر عملی است. علاوه بر این که به مانند آنچه در بند (۵-۱۴) دربارهٔ توزیع پیچیده تنش گفته شد، تنوع ترکیب بارگذارها و انواع جوش‌ها عملاً سبب می‌شود که طراح جهت محاسبه اتصالات جوشی از تنش‌های مجاز قراردادی استفاده کند. به منظور دستیابی به روش محاسباتی پیشرفته‌ای جهت تعیین بار بحرانی جوش‌ها تحت اثر برش با خروج از مرکزیت، برش و لنگر خمشی آقایان بوتلر<sup>۱</sup>، پال<sup>۲</sup> و کولاک<sup>۳</sup> و همچنین داو<sup>۴</sup> و کولاک به ارائه روش‌هایی اقدام کرده‌اند.



(الف) برش و پیچش



(ب) پیچش خالص



(ج) برش و خمش

شکل (۵-۴۳)

روش کلی تعیین تنش محاسباتی در مجموعهٔ چند جوش بر اساس فرضیات کلی بند (۵-۱۴) و اصول مکانیک استوار شده است. به صورت خلاصه این روش به گام‌های زیر خلاصه می‌شود.

- ۱- مقدار ضخامت موثر  $t_e$  را تعیین کرده و سطح موثر مجموعهٔ جوش‌ها را محاسبه کنید.
- ۲- محور مختصاتی را معین کرده و مرکز ثقل مجموعهٔ جوش‌ها را معین کنید.
- ۳- نیروی موثر بر مجموعهٔ جوش‌ها را معین کنید.

(1) Butler

(2) Pal

(3) Kulak

(4) Dawe

۴ - تنش‌های حاصل از برش، پیچش و لنگر را در نقاط بحرانی جوش محاسبه کنید.

۵ - برآیند برداری تنش‌های فوق را تعیین کنید.

روش کلی که در فوق بیان شد در مثالهای زیرین شرح داده خواهد شد.

برش با خروج از مرکزیت (برش و پیچش)

به منظور ارائه روش کلی جهت ترکیب برش و پیچش، اتصال شکل (۵-۴۴ الف) را در نظر بگیرید. سطح مقطع موثر و دستگاه نیروی اعمالی در شکل (۵-۴۴ ب) نشان داده شده است. برای ارائه روش علائم زیر بکار خواهد رفت:

$$f' = \frac{P}{A} \quad (۵-۱۱) \quad \text{تنش حاصل از برش مستقیم}$$

$$f'' = \frac{T r}{I_p} \quad (۵-۱۲) \quad \text{تنش حاصل از لنگر پیچشی}$$

درین روابط ۳ فاصله شعاعی نقطه تنش تا مرکز ثقل و  $I_p$  لنگر لختی قطبی است. برای محاسبه تنش، موقعیت خطوط جوش توسط دیواره عمودی جوش‌های گوشه به عوض محور مرکزی ضخامت موثر جوش معین می‌شود. دو حالت فوق‌الذکر (موقعیت دیواره عمودی جوش و مرکز ضخامت موثر جوش) سبب اندکی تفاوت در محاسبات خواهند شد زیرا که اندازه جوش عموماً کم است.

برای حالت کلی بارگذاری شکل (۵-۴۴) مؤلفه‌های تنش که حاصل از برش مستقیم می‌باشند به صورت زیر می‌باشد:

$$f'_x = \frac{P_x}{A} \quad (۵-۱۳ \text{ الف})$$

$$f'_y = \frac{P_y}{A} \quad (۵-۱۳ \text{ ب})$$

مؤلفه‌های  $x$  و  $y$  تنش  $f''$  که حاصل از پیچش می‌باشد خواهد بود:

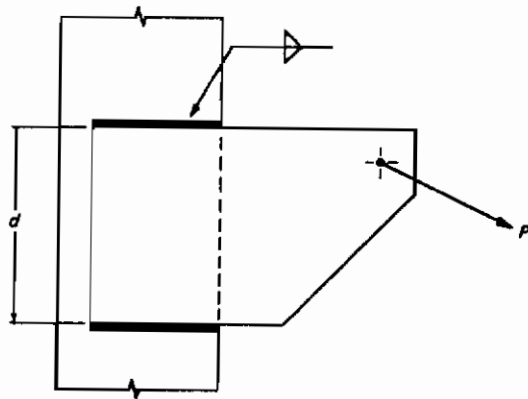
$$f''_x = \frac{T_y}{I_p} = \frac{(P_x e_y + P_y e_x) y}{I_p} \quad (۵-۱۴ \text{ الف})$$

$$f_y'' = \frac{T_x}{I_p} = \frac{(P_x e_y + P_y e_x)x}{I_p} \quad (۵-۱۴ ب)$$

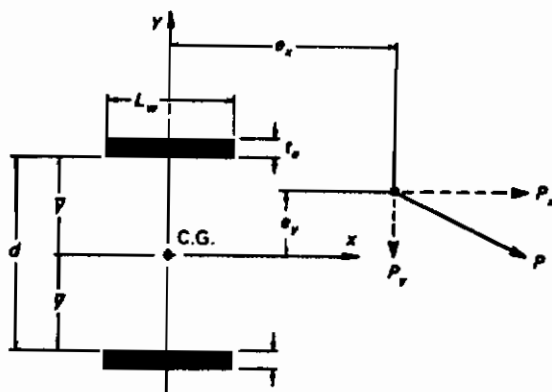
درین رابطه داریم:

$$I_p = I_x + I_y = \sum I_{xx} + (\sum A \bar{y}^2 + \sum I_{yy} + \sum A \bar{x}^2) \quad (۵-۱۵)$$

در رابطه (۵-۱۵)  $\bar{x}$  و  $\bar{y}$  فواصل مرکز ثقل مجموعه، جوش‌ها تا مرکز ثقل هر یک از نوار جوش است.  $I_{yy}$  و  $I_{xx}$  لنگر لختی هر یک از نوارهای جوش حول محورهای آنها می‌باشد.



(الف) اتصال



(ب) سطح مقطع موثر

شکل (۵-۴۴) - اتصال با خروج از مرکزیت یک براکت (سگدست)

بالاخره برای شکل (۵-۴۴) رابطه (۵-۱۵) به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$I_p = 2 \left[ \frac{L_w (t_e)^3}{12} \right] + 2 \left[ L_w (t_e) (\bar{y})^2 \right] + 2 \left[ \frac{t_e (L_w)^3}{12} \right]$$

$$= \frac{t_e}{6} L_w (t_e)^2 + 12 L_w (\bar{y})^2 + L_w^3 \quad (۵-۱۶)$$

در حالات عملی چون مقدار  $t_e$  کم است لذا عبارت اول از رابطه (۵-۱۶) در مقام مقایسه با عبارات دیگر قابل صرفنظر کردن خواهد بود، لذا در حالات عملی خواهیم داشت:

$$I_p = \frac{t_e}{6} \left[ 12 L_w (\bar{y})^2 + L_w^3 \right] \quad (۵-۱۷)$$

پس از محاسبه مؤلفه‌های تنش حاصل از لنگر پیچشی بر طبق روابط (۵-۱۴)، برآیند مؤلفه‌های تنش به صورت زیر بیان خواهد شد.

$$f_x = f'_x + f''_x \quad (۵-۱۸ \text{ الف})$$

$$f_y = f'_y + f''_y \quad (۵-۱۸ \text{ ب})$$

و برآیند کلی تنش خواهد شد.

$$f_r = \sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2} = \sqrt{(f'_x + f''_x)^2 + (f'_y + f''_y)^2} \quad (۵-۱۹)$$

برآیند کلی تنش، برآیندی است که ارزش محاسباتی دارد (در عمل دقیقاً چنین مقداری نخواهد بود) و آنرا می‌باید با تنش‌های مجاز جوش گوشه مقایسه نمود. و چون داریم:

$$\frac{R_w}{t_e} = \text{تنش مجاز} \quad (۵-۲۰)$$

لذا برای اینکه ضریب اطمینان کافی داشته باشیم بایستی رابطه زیر برقرار باشد:

$$f_r \leq \frac{R_w}{t_e} \quad (21-5)$$

برای تعیین تنش در مجموعه جوشها (بعانند شکل ۵-۴۴) را می توان از طریق رابطه (۵-۱۷) بدست آورد. دیده می شود که همواره می توان از  $t_e$  فاکتورگیری کرد. در محاسبه مؤلفه های تنش به منظور تعیین  $f_r$  همواره دیده خواهد شد که  $t_e$  به صورت ضربی در مخرج وارد می شود. حال اگر  $f_r$  را در  $t_e$  ضرب کنیم واحد  $f_r$  از نوع واحد  $R_w$  یا ارزش جوش خواهد شد. به عبارت دیگر عموماً "ترجیح داده می شود که از رابطه (۵-۲۲) بجای (۵-۲۱) استفاده شود.

$$f_r t_e \leq R_w \quad (22-5)$$

وقتی مجموعه جوشها طراحی می شود مقدار  $t_e$  نامعین است و معمولاً باید مقدار آنرا معین کرد. در یک چنین حالتی بهتر است که  $I_p$  را برای  $t_e = 1$  محاسبه کرد. به عبارت دیگر چنین به نظر خواهد رسید که  $f_r t_e$  را محاسبه کرده ایم. لذا باید رابطه زیر برقرار باشد.

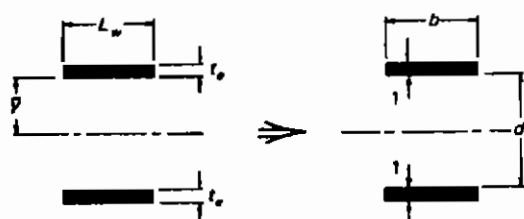
$$t_e \geq \frac{f_r}{\text{تنش مجاز}} \quad (23-5)$$

اگر  $f_r$  برحسب  $\text{daN/cm}$  است بایستی داشته باشیم.

$$t_e \geq \frac{f_r(1)}{R_w} \quad (24-5)$$

در این رابطه  $f_r(1) = f_r t_e$  است که مقدار  $t_e = 1$  گرفته شده است. اگر در شکل (۵-۴۴) همانگونه که در شکل (۵-۴۵) نشان داده شده است از  $b$  و  $d$  و  $t_e = 1$  استفاده کنیم مقدار  $I_p$  به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$I_p \approx \frac{1}{6} \left[ 12b \left( \frac{d}{2} \right)^2 + b^3 \right] = \frac{b}{6} \left[ 3d^2 + b^2 \right] \quad (24-5)$$



شکل (۵-۴۵) - فرض نوارهای جوش با ضخامت واحد

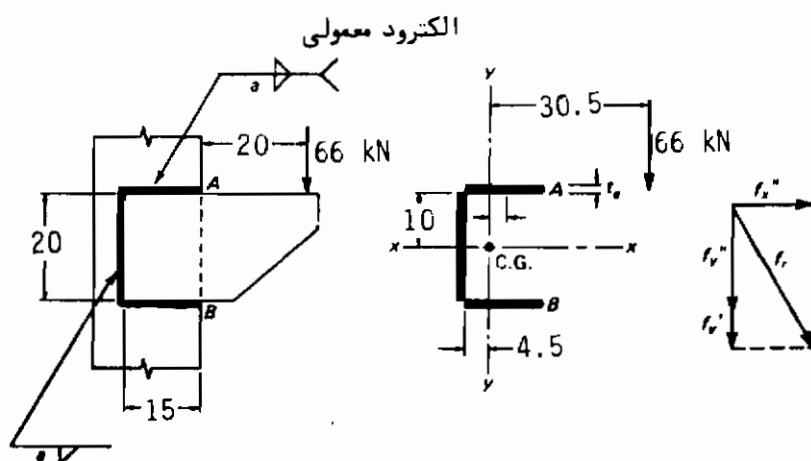
در جدول (۵-۶) مقدار  $I_p$  برای چندین شکل مجموعه جوش‌ها داده شده است.

مثال ۵-۱۰ =

اندازه جوش گوشه را برای شکل اتصال جوشی (۵-۴۶) معین کنید. نوع الکترودمعمولی و نوع فولاد نرمه است.

حل :

بیشترین تنش در مجموعه جوش نشان داده شده، در نقاط A و B اتفاق خواهد افتاد. راه حل بدین ترتیب خواهد بود که  $t_e$  را بعنوان ضریبی در کلیه محاسبات در نظر بگیریم.



شکل (۵-۴۶)



جدول (۵ - ۶) - مشخصات جوش هرگاه بدانند مقطعی خطی فرض شوند .

شکل مقطع $b = (\text{عرض}) \quad d = (\text{ارتفاع})$	اساس مقطع $\frac{I_x}{y}$	لنگر لختی قطبی $I_p$ حول مرکز ثقل (ارتفاع)
1.	$S = \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{d^3}{12}$
2.	$S = \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
3.	$S = bd$	$I_p = \frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
4.	$\bar{y} = \frac{d^2}{2(b+d)}$ $\bar{x} = \frac{b^2}{2(b+d)}$ $S = \frac{4bd + d^2}{6}$	$I_p = \frac{(b+d)^4 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$
5.	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$ $S = bd + \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$
6.	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$ $S = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 6b^2d + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{2d+b}$
7.	$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b+d)^3}{6}$
8.	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$ $S = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{b+2d}$
9.	$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 3b^2 + d^3}{6}$
10.	$S = \pi r^2$	$I_p = 2\pi r^3$

محل مرکز ثقل را با فرض اینکه حوش قائم محور قائم محاسباتی باشد معین می‌کنیم.

$$\bar{x} = \frac{2t_e(15)(7.5)}{2(15)t_e + 20t_e} = 4.5 \text{ cm}$$

$$I_p = t_e \left\{ \frac{20^3}{12} + 2 \left[ 15(10)^2 \right] + 2 \left[ \frac{(15)^3}{12} \right] + 2 \left[ 15(3)^2 \right] + 20(4.5)^2 \right\} = t_e(4904) \text{ cm}^4$$

داخل اکولاد ضریب  $t_e$  است که مقدار آن را می‌توان از جدول (۵-۶) نیز استخراج کرد.

$$A = t_e(2 \times 15 + 20) = t_e(50) \text{ cm}^2$$

$$f'_y = \frac{P_y}{A} = \frac{6600}{50t_e} = \frac{132}{t_e} \text{ bar}$$

$$f''_x = \frac{T_y}{I_p} = \frac{6600(30.5) \times 10}{t_e(4904)} = \frac{410.5}{t_e} \text{ bar}$$

$$f''_y = \frac{T_x}{I_p} = \frac{6600(30.5) \times 10.5}{t_e(4904)} = \frac{431}{t_e} \text{ bar}$$

بردار برآیند مقدار  $f_r$  را بدست خواهد داد.

$$f_r = \sqrt{\frac{(410.5)^2 + (431 + 132)^2}{t_e^2}} = \frac{697}{t_e} \text{ bar}$$

بخوبی واضح است که می‌توانستیم با فرض  $t_e = 1$  نیز باین نتایج برسیم. با استفاده از رابطه (۵-۲۰) مقدار  $t_e$  لازم بدست خواهد آمد.

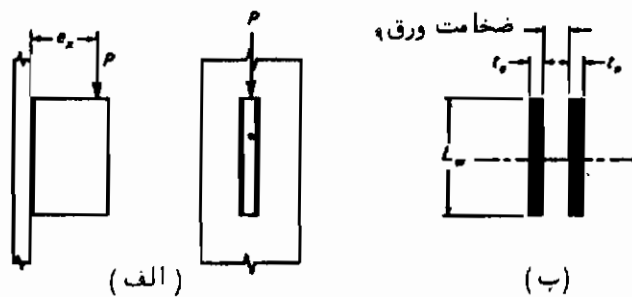
$$t_e \text{ لازم} = \frac{f_r}{\text{تنش مجاز برشی}} = \frac{697}{920} = 0.76$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.76}{0.707} = 1.07$$

$$a = 1.2 \text{ cm}$$

### برش و لنگر خمشی

ترکیب تنش‌های برشی و خمشی توسط بردار برآیند تنش‌ها به تنش محاسباتی ختم خواهد شد. روش محاسبه به کمک براکت نشان داده شده در شکل (۵-۴۶ الف) و سطح مقطع موثر شکل (۵-۴۶ ب) شرح داده می‌شود. شکل (۵-۴۷) تغییرات تنش‌های برشی و خمشی را نشان می‌دهد. توجه خواهید داشت که محل اثر تنش برشی حداکثر و تنش خمشی حداکثر در نقاط مختلفی اتفاق می‌افتد. بمنظور ساده‌تر نمودن محاسبات فرض می‌شود که تغییرات تنش برشی بشکل ساده و مطابق شکل (۵-۴۷ ج) باشد، بدین ترتیب تنش برشی محاسباتی بصورت برداری با تنش خمشی حداکثر جمع خواهد شد.



شکل (۵-۴۷) - جوش تحت اثر برش و خمش

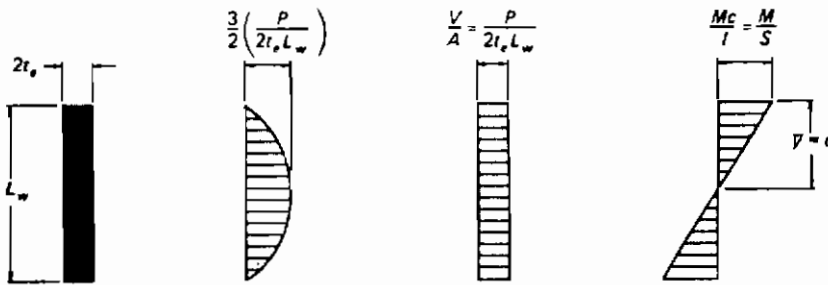
درین حالت مخصوص تنش برشی عمودی با استفاده از رابطه<sup>۶</sup> (۵-۱۳ ب) بدست خواهد

آمد.

$$f'_{y} = \frac{P y}{A} = \frac{P}{2 t_e L_w}$$

و تنش افقی حاصل از خمش خواهد شد.

$$f_x'' = \frac{Mc}{I} = \frac{(Pe_x)(L_w/2)}{\frac{2t_e(L_w)^2}{12}} = \frac{3Pe_x}{t_e(L_w)^2}$$



(د) توزیع تنش خمشی (ج) توزیع محاسباتی تنش برشی (ب) توزیع واقعی تنش برشی (الف) مجموعه جوش از شکل (۵-۴۷)

شکل (۵-۴۸) - تنش روی خطوط قائم جوش حاصل از برش و خمش

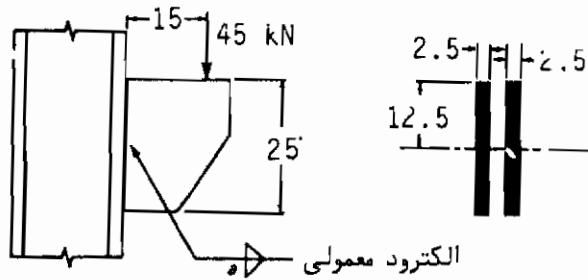
تنش برآیند خواهد شد:

$$f_r = \sqrt{(f_y')^2 + (f_x'')^2}$$

در مورد مؤلفه خمشی تنش،  $I$  بر حسب آنکه محور خمش کدام یک از محورها باشد برابر با  $I_x$  و  $I_y$  خواهد شد. مقدار  $I$  بهمان روشی که در محاسبه  $I_p$  بکار رفت محاسبه خواهد شد. برای برخی از اشکال متداول خطوط جوش مقدار  $S = \frac{I}{\bar{y}}$  در جدول (۵-۶) داده شده است.

مثال ۵-۱۱ =

مطلوبست تعیین اندازه جوش در اتصال شکل (۵-۴۹)، فرض می‌شود الکتروود مصرفی از نوع متعارف و نوع فولاد نیز نرمه باشد.



شکل (۵-۴۹)

حل :

اگر ضخامت مؤثر را برابر با 1 سانتیمتر بگیریم ، تنش برشی متوسط خواهد شد .

$$f'_y = \frac{P}{A} = \frac{4500}{2(25)1} = 90 \text{ bar}$$

$$I_x = \frac{2(1)(25)^3}{12} = 2604 \text{ cm}^4$$

$$f''_x = \frac{Mc}{I} = \frac{4500(15)(12.5)}{2604} = 324 \text{ bar}$$

$$f_r = \sqrt{(90)^2 + (324)^2} = 336 \text{ bar}$$

برای یک سانتیمتر ضخامت مؤثر 336 bar

$$t_e \text{ لازم} = \frac{336}{920} = 0.37 \text{ cm}$$

$$a \text{ اندازه جوش لازم} = \frac{0.37}{0.707} = 0.52$$

اندازه جوش برابر با ۵/۶ (سانتیمتر) گرفته خواهد شد .

طراحی خطوط جوش تحت اثر لنگر خمشی

حتی زمانی که خط جوش قدری در قسمت فوقانی برگشته باشد می توان برای طول جوش از همان روشی که در بند (۴-۸) برای محاسبه پیچ ها بکار برده شده است استفاده نمود. در شکل (۴-۲۴) واحد  $\frac{R}{p}$  برحسب  $\text{daN/cm}$  است و در جوش همان واحد برای  $f_p$  بکار می رود زیرا که  $t_e = 1$  گرفته می شود. برای لنگر تنها در یک خط جوش داریم:

$$f_r = \frac{M}{S} = \frac{M}{\left(\frac{1}{6} L_w^2\right)} \quad \text{daN/cm} \quad (25-5)$$

زیرا که حداکثر مقدار  $f_p$  همان  $R_w$  است:

$$R_w = \frac{6M}{L_w^2} \quad \text{و یا}$$

$$L_w \text{ لازم} = \sqrt{\frac{6M}{R_w}} \quad (26-5)$$

رابطه (۵-۲۶) جوش مطابق رابطه (۴-۳۰) پیچ ها است زیرا که فقط برای لنگر خمشی صادق است. برای برش خالص مقدار  $R_w$  تقلیل یافته بکار خواهد رفت.

مثال ۵-۱۲ =

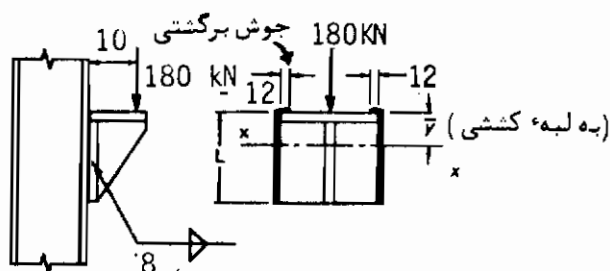
طول  $L$  را در اتصال شکل (۵-۵۰) محاسبه کنید، نوع الکتروود معمولی و نوع فولاد نرمه است.

حل:

با استفاده از رابطه (۵-۲۶) به حدس مقدار  $L$  می پردازیم:

$$R_w = 650 a = 650 \times 0.8 = 520 \quad \text{daN/cm}$$

$$M = 18000 \times 10 = 180000 \quad \text{daN.cm}$$



شکل (۵-۵۰)

$$L \approx \sqrt{\frac{6M}{R_w}} = \sqrt{\frac{6(180000/2)}{520}} = 32.2 \text{ cm}$$

در اینجا مقدار تقلیل یافته  $R_w$  برای در نظر گرفتن اثر برش مستقیم بکار گرفته شده است. دو جوش برگشتی مقاومت باقیمانده را ایجاد خواهند کرد. (سانتیمتر)  $L = 30$  گرفته می شود.

از نمایش جوش به صورت خط به منظور دستیابی به مجهول مورد محاسبه استفاده می کنیم.

$$\bar{y} = \frac{2(30)15}{2(30+1.2)} = 14.4 \text{ cm}$$

برش مستقیم:

$$f'_y = \frac{18000}{2 \times 30} = 300 \text{ daN / cm}$$

چون مقدار برش متحمل توسط دو جوش برگشتی ناچیز است. لذا از آن صرف نظر شده است.

$$I_x = \frac{2L^3}{12} + 2L(15 - 14.4)^2 + 2(1.2)(14.4)^2$$

$$= \frac{2(30)^2}{12} + 2 \times 30(0.6)^2 + (2.4)(14.4)^2 = 5019 \text{ cm}^3$$

تنش خمشی خواهد شد:

$$S = \frac{I}{\bar{Y}} = \frac{5019}{14.4} = 348.6 \quad \text{cm}^2$$

$$f_x'' = \frac{M}{S} = \frac{180000}{348.6} = 516.4 \quad \text{daN / cm}$$

برآیند تنش‌ها خواهد شد:

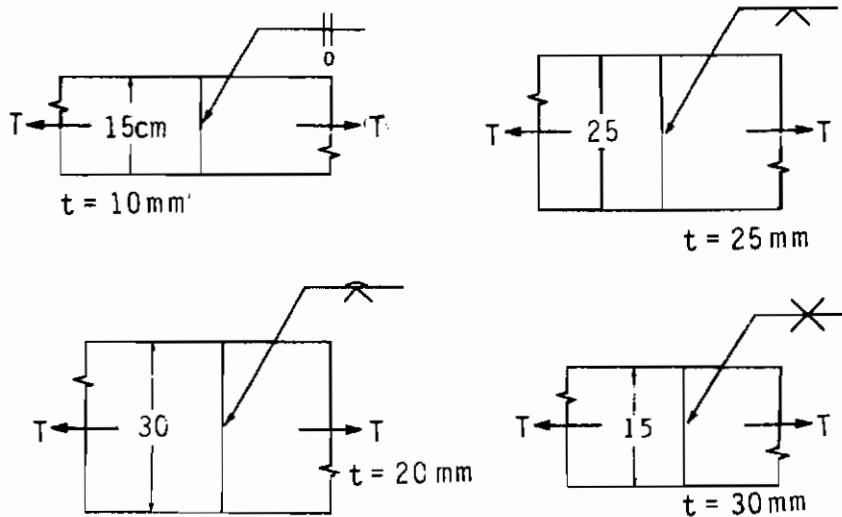
$$f_r = \sqrt{(300)^2 + (516.4)^2} = 460 \quad \text{daN / cm} \quad 520 \quad \text{O.K.}$$

پس مقدار (سانتیمتر)  $L = 30$  گرفته می‌شود.

مطالب اضافی در مورد بارگذاربهای با خروج از مرکزیت در فصل مربوطه به اتصالات بیان خواهد شد.

### مسائل

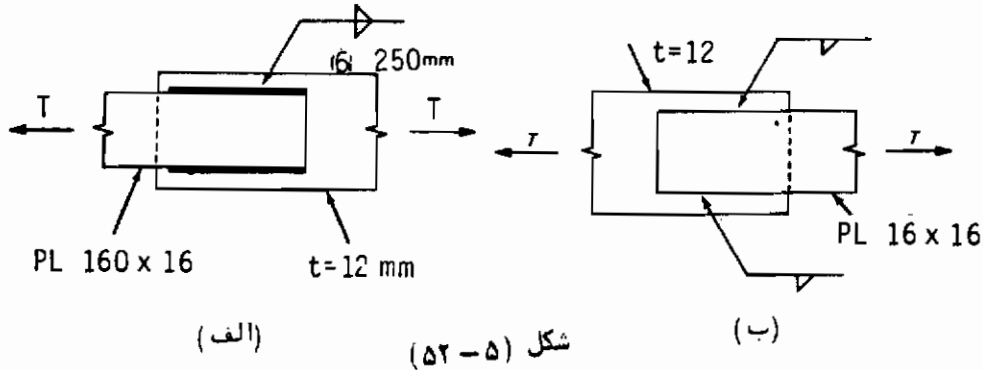
۵-۱ - ظرفیت مجاز هر یک از قطعات تحت کشش را در شکل (۵-۵) معین کنید.



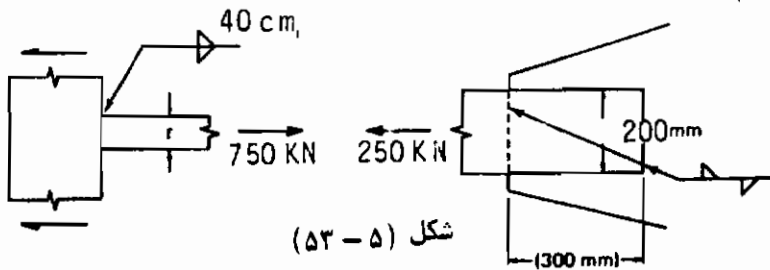
شکل (۵-۵)



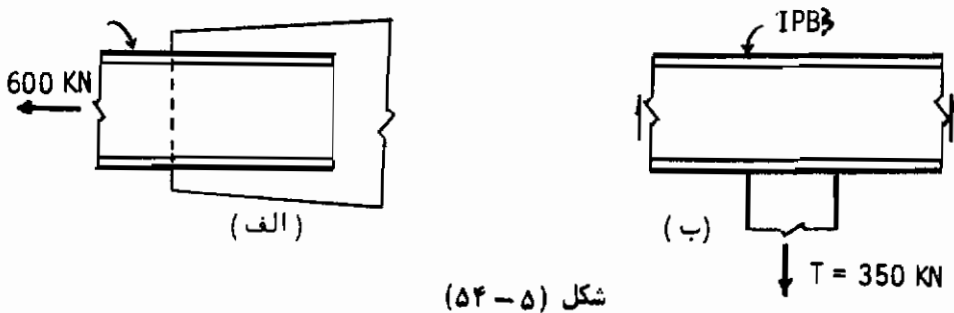
۵-۲- ظرفیت مجاز کششی قطعه زیر را معین کنید. الکتروود مصرفی E 60 و نوع فولاد نرمه است (شکل ۵۲-۵ الف)



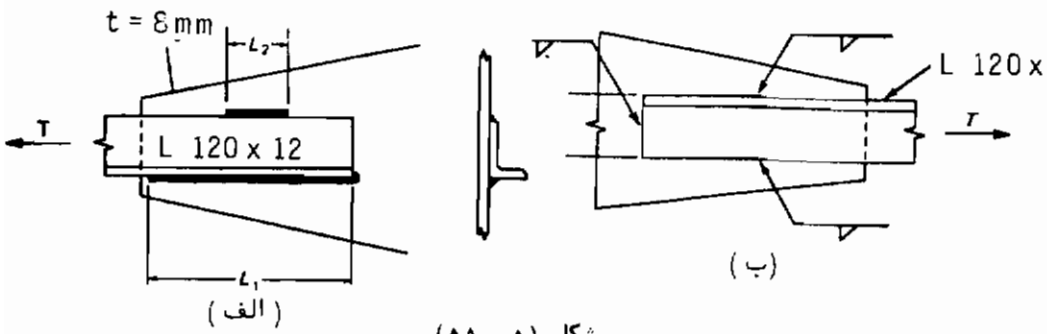
۵-۳- مطلوبست تعیین ضخامت ورق و یا مشخصات جوش لازم (شکل ۵۳-۵ و ۵۲-۵ ب)



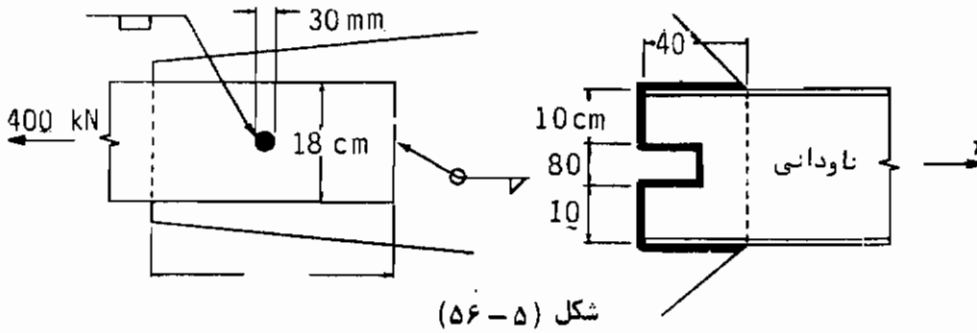
۵-۴- یک جفت ناودانی که بتواند نیروی کششی ۶۰۰ کیلو نیوتن را تحمل کند انتخاب کرده و مشخصات جوش مورد نیاز را برای آن طراحی کنید (شکل ۵۴-۵ الف) و همچنین مطلوبست طرح مشخصات جوش لازم برای تحمل نیروی ۳۵۰ کیلو نیوتن در شکل (۵۴-۵ ب)



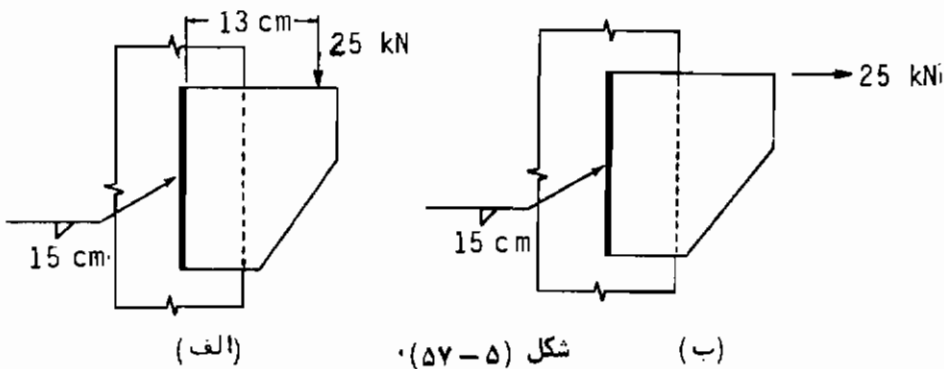
۵-۵ - مشخصات جوش متعادل را در اتصال L 120 x 12 شکل (۵۵-۵) معین کنید.  
 نوع فولاد قطعات نرمه و نوع الکتروود مصرفی از نوع متعارف است.



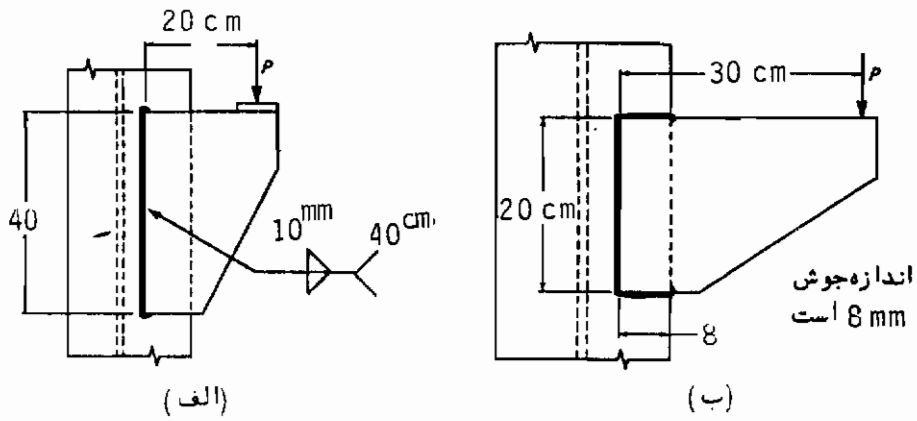
۵-۶ - مطلوبست تعیین مشخصات جوش در شکل (۵۶-۵ الف) و حداقل طول جوش کام در شکل (۵۶-۵ ب) جهت تأمین حداکثر ظرفیت قطعه.



۵-۷ - اگر نوع الکتروود مصرفی در دو اتصال زیر از نوع متعارف باشد، مطلوبست تعیین اندازه جوش.



۵-۸ - مطلوبست تعیین مقدار  $P$  در اتصالات شکل (۵-۵۸)

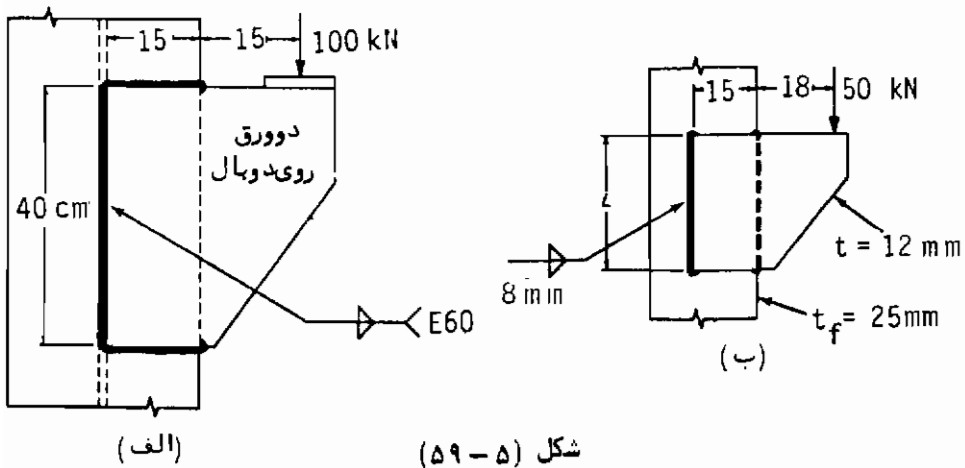


شکل (۵-۵۸)

۵-۹ - مطلوبست مشخصات نامعین جوش در دو اتصال شکل (۵-۵۹)

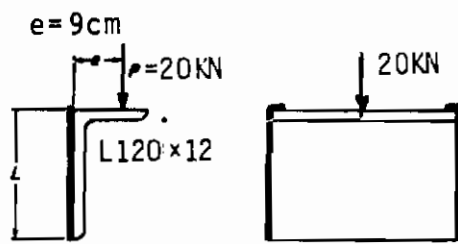
الف - اندازه جوش در شکل (۵-۵۹ الف)

ب - طول جوش در شکل (۵-۵۹ ب)



شکل (۵-۵۹)

۵-۱۰ - مطلوبست تعیین اندازه جوش لازم در اتصال زیر.



شکل (۵-۶۰)

## مراجع مؤلفین

1. K. Winterton, "A Brief History of Welding Technology," *Welding and Metal Fabrication* (November 1962; December 1962).
2. "100 Years of Metalworking-Welding, Brazing and Joining," *The Iron Age* (June 1955).
3. H. Carpmael, *Electric Welding and Welding Appliances*. London: D. Van Nostrand Company, 1920.
4. Preston M. Hall, "77 Years of Resistance Welding." *The Welding Engineer* (February 1954, 54-55); (March 1954, 36-37); (April 1954, 62-63).
5. G. Herden, *Schweiss und Schneid-Technik*. Halle, East Germany: Carl Marhold Verlag, 1960.
6. E. Viall, *Electric Welding*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1921.
7. *Welding Handbook*, 7th ed., Vol. 1, *Fundamentals of Welding*. Miami, Fla.: American Welding Society, 1976.
8. D. W. Morgan, "Classification and Use of Mild Steel Covered Electrodes," *Welding Journal*, December 1976, 1035-1038.
9. *Structural Welding Code*, AWS D1.1-79. Miami, Fla.: American Welding Society, 1979.
10. *Welding Handbook*, 6th ed., Vol. 2, *Welding Processes; Gas, Arc, and Resistance*. New York: American Welding Society, 1969.
11. Omer W. Blodgett, *Design of Welded Structures*, James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1966.
12. *Symbols for Welding and Nondestructive Testing*, AWS A2.4-76. Miami, Fla.: American Welding Society, 1976.
13. "Weld Defects Sound Off," *The Iron Age* (March 27, 1969).
14. J. A. Donnelly, "Determining the Cost of Welded Joints," *Engineering Journal*, AISC, 5, 4 (October 1968), 146-147.
15. T. R. Higgins and F. R. Preece, "Proposed Working Stresses for Fillet Welds in Building Construction," *Engineering Journal*, AISC, 6, 1 (January 1969), 16-20.
16. *Commentary on Structural Welding Code*, AWS D1.2-77. Miami, Fla.: American Welding Society, 1977.
17. Lorne J. Butler, Shubendu Pal, and Geoffrey L. Kulak, "Eccentrically Loaded Welded Connections," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST5 (May 1972), 989-1005.
18. John L. Dawe and Geoffrey L. Kulak, "Welded Connections under Combined Shear and Moment," *Journal of Structural Division*, ASCE, 100, ST4 (April 1974), 727-741.



## قطعات فشاری

### ۱ - ستونها

#### ۶ - ۱ = کلیات

درین فصل قطعاتی که تحت اثر نیروی فشار محوری قرار دارند مورد بررسی قرار خواهند گرفت. این نوع قطعات که عموماً "به قطعات فشاری<sup>۱</sup> معروفند به ندرت فقط تحمل نیروی فشاری می نمایند، ولی هرگاه بارهای وارده به نوعی باشند که بتوان از دوران انتهای قطعه صرف نظر نمود و یا اینکه بارهای وارده که از طریق تیرهای متصل به ستون وارد میشوند وضعیت متقارن داشته باشند، به نحویکه لنگر خمشی انتهای ستون نسبت به میزان فشار محوری بسیار اندک باشد می توان این قطعه را با اطمینان کامل به مانند ستونی با نیروی محوری تنها طراحی کرد.

بر اساس آنچه در مقاومت مصالح بحث می شود فقط ستونهای کوتاه را می توان تحت اثر بار محوری تا تنش تسلیم مصالح ستون بار نمود. در حالات متداول ستونهای بلند یا تحت اثر کمانش و یا تحت خمش ناگهانی که حاصل از ناپایداری قطعه<sup>۲</sup> فشاریست قبل از آنکه تنش قطعه به حد نهایی خود برسد واژگون می شوند. به این دلیل قبل از طراحی این نوع قطعات طراح بایستی معلومات کافی در مورد پایداری قطعات فشاری کسب نماید.

#### ۶ - ۲ = کمانش ارتجاعی الر و سابقه تاریخی آن

سابقه تاریخی نظریه<sup>۲</sup> کمانش اولر<sup>۲</sup> به سال ۱۷۵۹ میلادی میرسد. قطعه ای را که تحت اثر بار محوری قرار دارد، و دارای شکل اولیه<sup>۲</sup> مستقیم میباشد در نظر بگیرید، فرض کنید کلیه<sup>۲</sup> تارهای این قطعه (شکل ۶ - ۱) تا لحظه<sup>۲</sup> کمانش، ارتجاعی عمل کند. این قطعه را اندکی

---

(1) Column, Stanchion, Post, Strut

(2) Euler

تحت خمش قرار می‌دهیم. گرچه قطعه‌ایکه الر نظریه خود را با آن ارائه داد از یک ستون بایک انتهای مفصلی تشکیل شده بود با وجود آن ما همان منطق اولر را در اینجا به ستونی با دو تکیه‌گاه مفصلی و به عبارت دیگر به ستونی که در دو انتها هیچگونه مقاومت چرخشی ندارد و دارای کمترین مقاومت در برابر کمانش است اعمال می‌کنیم.

در فاصله  $Z$  از مرکز مختصات، لنگر خمشی  $M_z$  (حول محور  $X$ ) در قطعه‌ای که اندکی شکل خمیده دارد به صورت زیر بیان میشود.

$$M_z = P y \quad (۱-۶)$$

و چون داریم:

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{M_z}{EI} \quad (۲-۶)$$

لذا معادله دیفرانسیل به صورت زیر درمی‌آید.

$$\frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{P}{EI} y = 0 \quad (۳-۶)$$

در صورتی که داشته باشیم  $k^2 = \frac{P}{EI}$ ، حل معادله دیفرانسیل درجه دوم فوق‌الذکر به صورت زیر خواهد بود.

$$y = A \sin kz + B \cos kz \quad (۴-۶)$$

با در نظر گرفتن شرایط حدی (الف)  $z=0$ ،  $y=0$  و (ب)  $z=L$ ،  $y=0$  به ترتیب خواهیم داشت:

$$B = 0 \quad , \quad 0 = A \sin kL \quad (۵-۶)$$

معادله (۵-۶) در سه حالت برقرار خواهد شد اول آنکه  $A=0$  و یا قطعه هیچگونه خمشی نداشته باشد دوم آنکه  $kL=0$  بوده و یا باری بر قطعه وارد نشود و نهایتاً آنکه  $kL = N\pi$  باشد که بدین ترتیب شرایط وقوع کمانش به صورت زیر معین می‌شود.



$$\left(\frac{N \pi}{L}\right)^2 = \frac{P}{EI}$$

$$P = \frac{N^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (۶-۶)$$

وضعیت اصلی کمانش که دارای یک انحنا می‌باشد (از رابطه ۶-۴ معادله منحنی بصورت  $y = A \sin \frac{\pi z}{L}$  بدست می‌آید) وقتی بوجود خواهد آمد که  $N = ۱$  باشد. به این ترتیب بار بحرانی<sup>۱</sup> اولر برای ستونی که دارای دو سر مفصلی باشد به صورت زیر ارائه میشود.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (۷-۶)$$

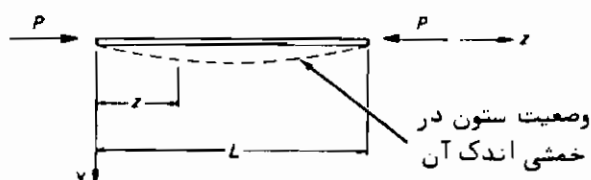
تنش بحرانی فشاری خواهد شد (با  $I = A_g r^2$ )

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (۸-۶)$$

عموماً "بعلت اینک ستونهای با طول متعارف چنان مقاومتی که برطبق رابطه (۶-۷) بدست می‌آید نداشتند به این جهت عملاً" طراحان روش اولر را ندیده می‌گرفتند. در سال ۱۸۸۹ کنسیدر<sup>۲</sup> و انگسر<sup>۳</sup> (۲ و ۳) هر یک به صورت جداگانه دریافتند که بخشی از مقاطع ستونهای متعارف قبل از آن که پدیده "کمانش اتفاق افتد به صورت غیر ارتجاعی<sup>۴</sup> عمل می‌کنند و به این جهت در رابطه "اللازم خواهد بود که مقدار E را بنحوی قرار دهند که بتواند پاسخگوی کرنش بیش از حد ارتجاعی تارهای آن قسمت از مقطع که به صورت غیر ارتجاعی عمل می‌کنند باشد. به این ترتیب معلوم شد که ستونهای با طول متعارف به عوض کمانش ارتجاعی در اثر کمانش غیر ارتجاعی واژگون می‌شوند. درک رفتار کامل ستونهای تحت اثر نیروی فشار محوری عملاً" تا سال ۱۹۴۶ میلادی که شانلی<sup>۵</sup> (۴ و ۵) توضیحات جامعی در مورد آن ارائه کرد و در حال حاضر آن توضیحات صورت

- |              |               |
|--------------|---------------|
| (1) Critical | (2) Considere |
| (3) Engesser | (4) inelastic |
| (5) Shanley  |               |

بدیهی بخود گرفته است ممکن نشده بود.



شکل (۶-۱) - ستون الر

استدلال او چنین بود که یک ستون عملاً می تواند خمش پیدا کرده ولی باز هم بار اضافی محوری تحمل کند ولی بالاخره زمانی می رسد که این ستون به بار کمانشی خود رسیده و از آن لحظه به بعد افزایش سریع خمش پیدا می کند یک چنین کمانشی حاصل از عملکرد غیر ارتجاعی قسمتی از تارهای مقطع ستون و یا کلیه تارهای آن می باشد. این نوع عملکرد غیر ارتجاعی در بند (۶-۴) توضیح داده شده است.

شرح گسترده تئوری ستونها از الر تا شانلی توسط هف<sup>۱</sup> (6) و شرح مجمل آن توسط جانستن<sup>۲</sup> (7) بیان شده است.

### ۶-۳ = مقاومت ستونها

به منظور تعیین مقاومت ستونها بایستی مشخصات ستون ایده آل (8) را معین کنیم. با توجه به جنس ستون می توان فرض کرد (1) که منحنی تنش کرنش برای کلیه تارهای مقطع ستون یکسان باشد (2) هیچ نوع تنش داخلی حاصل از خنک شدن فولاد مقطع پس از نورد و پاپس از جوشکاری با توجه به شکل و شرایط تکیه گاهی ستون وجود نداشته باشد. فرض می شود که (3) ستون کاملاً منشوری و مستقیم است و (4) تا لحظه کمانش برآیند نیروی خارجی دقیقاً بر محور ثقل قطعه می گردد (5) شرایط تکیه گاهی بایستی به نوعی باشد که بتوان طول معینی بعنوان طول معادل ستون دو سر<sup>۳</sup> مفصل تعیین کرد. سایر فرضیات لازم را می توان به صورت زیر دانست (6) نظریه افت کم مربوط به تئوری متعارف خمشی قابل اعمال بوده و می توان از برش صرف نظر کرد و (7) پیچش یا اعوجاج مقطع ستون حین خمش ممکن نخواهد

(1) N.J.Hoff

(2) B.G.Johnston

(3) equivalent pinned length

بود.

اگر فرضیات فوق‌الذکر صادق باشد، می‌توان پذیرفت (9) که مقاومت ستون بر طبق رابطه زیر مشخص گردد.

$$F_{cr} = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (9-6)$$

درین رابطه داریم:

$$\frac{P}{A} \quad \text{تنش متوسط در قطعه}$$

$$E_t \quad \text{مدول معامسی در تنش}$$

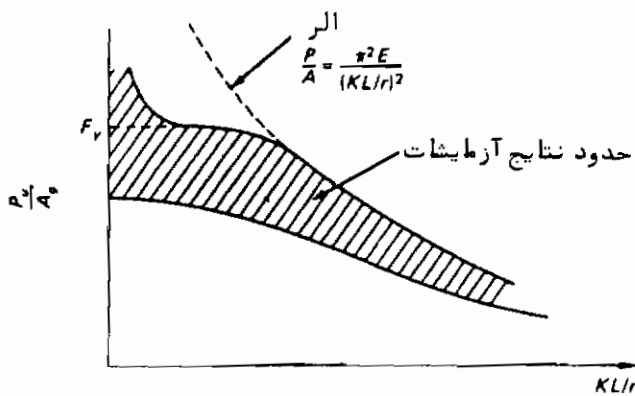
$\frac{KL}{r}$  : ضریب لاغری مؤثر (معادل ستون دو سر مفصل) (ضریب K در بند ۶-۹ بحث شده است).

می‌دانیم که قطعات فشاری بلند بر طبق نظریه کمانش ارتجاعی واژگون می‌شوند و قطعات فشاری بسیار کوتاه آنقدر تحمل فشار می‌کنند تا تنش در آنها به تنش تسلیم رسیده و حتی تا ناحیه سختی مجدد کرنش پیش رود. ولی در اغلب موارد متعارف واژگونی قطعات فشاری بعلت کمانش آنها به صورتی که قسمتی از تارهای مقطع آنها جاری شده باشد اتفاق می‌افتد. یک چنین کمانشی را کمانش غیر ارتجاعی می‌گوئیم.

علی‌الاصول کمانش<sup>۱</sup> خالص قطعات فشاری تحت اثر نیروی محوری فقط زمانی اتفاق می‌افتد که فرضیات (۱) الی (۶) فوق‌الذکر برقرار باشد. ستونها معمولاً عضو از یک سازه فولادی هستند و نمی‌توانند کاملاً بصورت مستقل عمل کنند. در عمل لفظ کمانش به منحنی مرزی بین منحنی تغییر شکل<sup>۲</sup> پایدار و ناپایدار قطعه فشاری اطلاق می‌شود نه به شرایطی که سبب ایجاد منحنی لحظه‌ای در میله جدا شده از سازه می‌گردد. اغلب مهندسين بار کمانشی این دو نوع قطعه را بترتیب "بار عملی کمانش"<sup>۳</sup> و "بار نهایی"<sup>۴</sup> می‌گویند. همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد سالیهای متعددی نتایج آزمایشات با مقدار بار نهایی تطابقی نداشت. آزمایشات با نمونه‌هایی که جهت تأمین خروج از مرکزیت بارها، صلبیت گرهی، کمانش موضعی یا جانبی و یا تنش‌های پس‌ماند انجام می‌گرفت دارای انتهای خم شده‌ای بودند. نمونه‌ای از نتایج بدست آمده از طریق آزمایشات در شکل (۶-۲) نشان

- (1) buckling
- (2) deflection
- (3) practical buckling load
- (4) ultimate load.

داده شده است. فرمولهای محاسباتی نیز بر اساس نتایج آزمایشات تجربی تدوین می‌شد و بدین ترتیب فرمولهای مختلفی چه با معادلات خطی و چه با منحنی سهمی و چه با منحنی‌های پیچیده دیگر به منظور تطبیق با نتایج تجربی بنحوی که دقت قابل توجهی در جهت این تطبیق بکار رود بکار برده شده است.



شکل (۶-۲) - شکل متعارف تغییرات مقاومت ستون بر حسب لاغری ستون

به منظور ارائه طریق کلی بایستی ذکر کرد که منحنی کمانش الر جهت محاسبه مقاومت قطعات فشاری با ضریب لاغری زیاد بوده و تنش تسلیم  $F_y$  نشان دهنده باربری ستونهای کوتاه می‌باشد. استحکام ستونهای با لاغری بین این دو حد لاغری به کمک منحنی اتصالی که بیان کننده کیفیت کمانش غیر ارتجاعی است معین خواهد شد.

#### ۶-۴ = کمانش غیر ارتجاعی

چون ستونهای با طول متعارف زمانی کمانه می‌کنند که قسمتی از تارهای مقطع آنها به صورت غیر ارتجاعی عمل کند لذا بکار بردن مدول ارتجاعی تقلیل یافته‌ای بجای مدول ارتجاعی اولیه مصالح ستون در رابطه کمانشی الر منطبق توجیهی انگرس، کن سیدر و شانلی بوده است، که ذیلاً بشرح آن می‌پردازیم.

#### اساس نظریه مدول (۱) مماسی

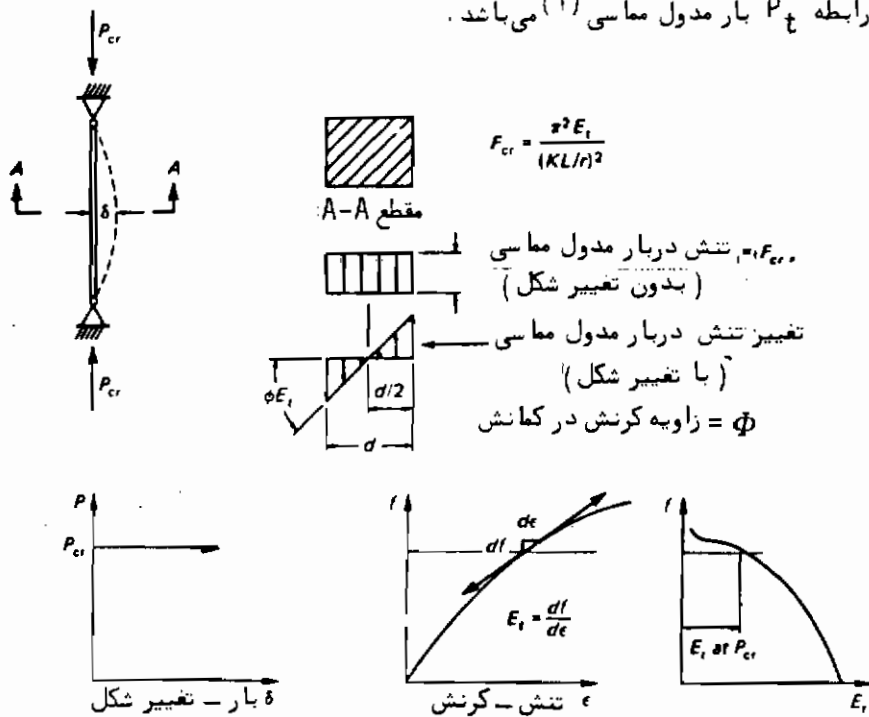
نظریه الر فقط زمانی صادق است که تنشهای فشاری دارای مقداری پائین‌تر از حد

(1) tangent modulus

ارتجاعی بوده و در آن حد امکان کمانش قطعه ممکن باشد. انگسر (2) و کی سیدر (3) اولین کسانی بودند که امکان استفاده از مدول ارتجاعی متغیر را پیش کشیدند. بر اساس نظریه مدول مماسی انگسر، ستون تا لحظه واژگونی مستقیم الخط باقی می ماند و مدول ارتجاعی مربوط به بار واژگونی، صریب زاویه خط مماس بر منحنی تنش - کرنش ستون می باشد. بر طبق این نظریه قطعه فشاری ممکن است تحت تنش فشاری برابر با  $F_{cr} = P_{cr} / A$  شکل خمشی ناپایداری پیدا کند که تغییر شکل مربوط به تنش  $F_{cr}$  متأثر از رابطه  $E_t = df/d\epsilon$  خواهد بود و بدین ترتیب معادله تغییر یافته ال که توسط انگسر پیشنهاد شده است به صورت زیر خواهد بود.

$$F_{cr} = \frac{P_t}{A} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (10-6)$$

درین رابطه  $P_t$  بار مدول مماسی (1) می باشد.



شکل (۶-۴۱) - نظریه اصلی ضریب مماسی انگسر (۱۸۸۹)

(1) Tangent modulus load

در هر صورت بار محاسباتی بر اساس این نظریه نیز منطبق بر بارهای تجربی نبوده است و ظرفیت نهایی ستونها همواره بیشتر از مقدار محاسباتی بدست آمده است. اشتباه عمده‌ای که درین نظریه بکار می‌رفت این بود که طی تغییر شکل قطعه از مستقیم الخط به منحنی در واقع در هیچ نقطه‌ای از آن مقدار تنش تقلیل نمی‌یابد. در سال ۱۸۹۵ میلادی انگسر نظریه خود را بصورت زیر تغییر داد. بدین صورت که طی خمش قطعه برخی از تارهای مقطع افزایش کرنش (ضریب مماسی پائین) و برخی دیگر تقلیل بار (ضریب مماسی بالا در کرنش پائین) پیدا می‌کنند، بدین جهت برای قطعه بایستی ضریب مماسی مرکبی در نظر گرفت.

#### نظریه مدول دو گانه (۱)

برای بررسی خمش ستون در تنش‌های بیش از حد ارتجاعی، شکل (۶-۴) را که از طریق انگسر مدول دو گانه (یا تقلیل یافته) خود را معین نمود در نظر بگیرید. این چنین استدلالی گرچه عموماً پذیرفته می‌شد ولی در تجربه بارهای نهایی بیش از بارهای محاسباتی بدست می‌آمد. فقط پس از توضیحات ثانلی بود که دو گانه‌ی بار نهایی و بار محاسباتی از بین رفت.

در تعادل ناپایدار، تنش مربوط به محور خنشی (مقطع ۱-۱ در شکل ۶-۴) بمانند زمانی که هنوز خیز  $\delta$  پیدا نشده بود باقی می‌ماند، در تارهای تحت تنش در محلی که کرنش افزایش می‌یابد، افزایش تنش متناسب با  $E_p = \frac{df}{d\epsilon}$  بوده و در قسمتی که بارمقطع کم می‌شود تقلیل کرنش بر طبق خاصیت ارتجاعی بوده و بدین ترتیب تقلیل کرنش متناسب با ضریب ارتجاعی  $E$  خواهد بود.

همانگونه که در شکل (۶-۵) نشان داده شده است، تغییرات کرنش روی مقطع بصورت خطی خواهد بود. در تار انتهایی مقطع ستون که تحت اثر تقلیل بار قرار دارد مقدار تنش با استفاده از قانون هوک خواهد شد.

$$f_2(\max) = E \frac{\Delta dz}{dz} \quad (11-6)$$

در تاری که تحت افزایش بار قرار می‌گیرد خواهیم داشت:

(1) `_double_modulus`

$$f_{1(\max)} = \frac{\Delta d z d_1}{d_2} \frac{E_t}{dz} \quad (۱۲-۶)$$

$$\frac{\Delta d z}{d_2} = d\Phi \quad (۱۳-۶)$$

بدین ترتیب خواهیم داشت:

$$f_{2(\max)} = E d_2 \frac{d\Phi}{dz}$$

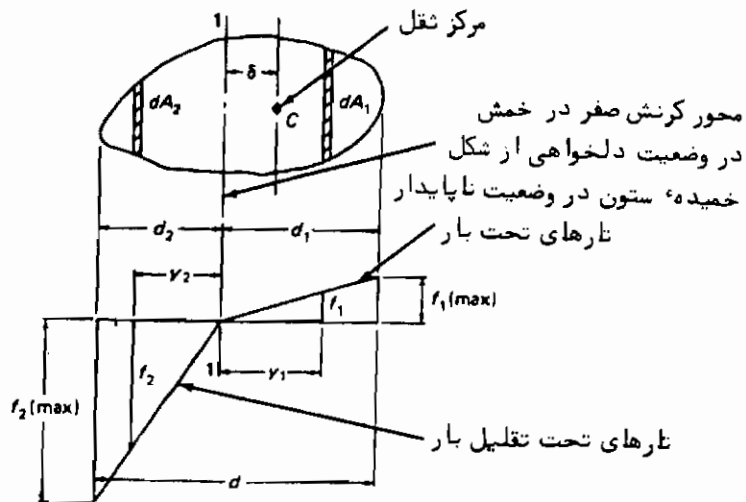
$$f_{1(\max)} = E_t d_1 \frac{d\Phi}{dz} \quad (۱۴-۶)$$

در انحنای کم خواهیم داشت:

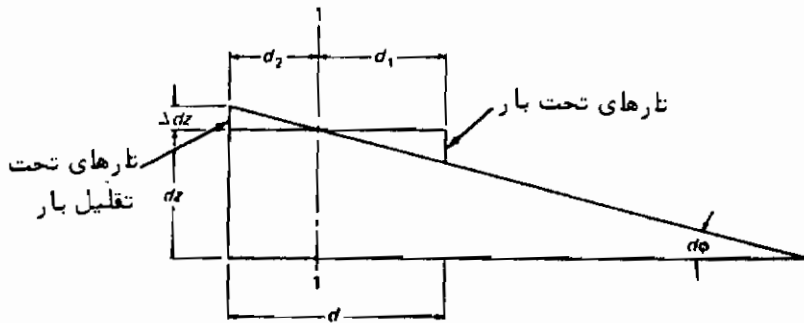
$$\frac{1}{\text{شعاع انحنای}} = \frac{M}{E_r I} = \frac{d\Phi}{dz} = \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (۱۵-۶)$$

درین رابطه  $E_r$  ضریب دوگانه انگر است.

برای توزیع تنش نظیر شکل (۶-۴) لنگر خمشی مقاوم خواهد شد:



شکل (۶-۴) - توزیع تنش در شرایط تعادل ناپایدار (نظریه ضریب دوگانه)



شکل (۶-۵) - عنصری برابر با  $dz$  در طول ستون و در وضعیت تعادل ناپایدار

$$M = -Py = \int_0^{d_1} f_1(y_1 - \delta) dA_1 + \int_0^{d_2} f_2(y_2 + \delta) dA_2 \quad (۶-۱۶)$$

و با در نظر گرفتن توزیع خطی تنش و روابط (۶-۱۴) خواهیم داشت:

$$f_1 = f_1(\max) \frac{y_1}{d_1} = E_t d_1 \frac{d^2 y}{dz^2} \cdot \frac{y_1}{d_1} \quad (۶-۱۷)$$

$$f_2 = f_2(\max) \frac{y_2}{d_2} = E d_2 \frac{d^2 y}{dz^2} \cdot \frac{y_2}{d_2}$$

بدین ترتیب معادله (۶-۱۶) خواهد شد:

$$-Py = E_t \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_1} y_1(y_1 - \delta) dA_1 + E \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_2} y_2(y_2 + \delta) dA_2 \quad (۶-۱۸)$$

تعادل نیرو رابطه زیر را دیکته می‌کند:

$$\int_0^{d_1} f_1 dA_1 = \int_0^{d_2} f_2 dA_2 \quad (۶-۱۹)$$

با استفاده از رابطه (۶-۱۷) خواهیم داشت:



$$E_t \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_1} y_1 dA_1 = E \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_2} y_2 dA_2 \quad (20-6)$$

با استفاده از رابطه (۲۰-۶) می‌بینیم که عبارات دارای  $\delta$  کلاً از معادله فوق حذف می‌شوند و خواهیم داشت:

$$-Py = E_t \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_1} y_1^2 dA_1 + E \frac{d^2 y}{dz^2} \int_0^{d_2} y_2^2 dA_2$$

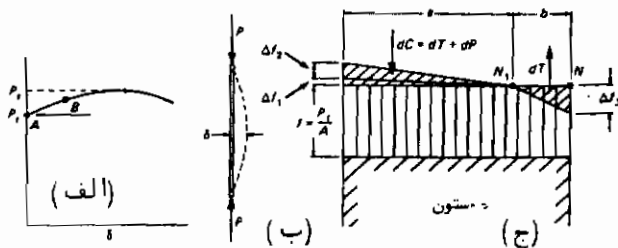
$$\frac{d^2 y}{dz^2} \left[ E_t \int_0^{d_1} y_1^2 dA_1 + E \int_0^{d_2} y_2^2 dA_2 \right] + Py = 0 \quad (21-6)$$

معادله (۱۲-۶) عملاً به همان شکل معادله (۳-۶) کمانش می‌باشد و بدین ترتیب نظریه ضریب دوگانه بصورت زیر بیان می‌شود:

$$P_{cr} = \frac{2}{L^2} \left[ E_t \int_0^{d_1} y_1^2 dA_1 + E \int_0^{d_2} y_2^2 dA_2 \right] \quad (22-6)$$

توجیه شانلی (۱) - رفتار حقیقی ستون

برای درک رفتار عطفی ستون به نحوی که شانلی بیان می‌کند\* (۴)، بهتر است که شکل (۶-۶) که ستونی با مقطع مستطیلی را نشان می‌دهد در نظر بگیرید. اگر بار ستون کمتر از بار صریب مماسی  $P_c$  باشد، ستون ایده‌آل کاملاً مستقیم الخط و بدون خمش باقی می‌ماند (نقطه A در شکل ۶-۶ الف). بار  $P_c$  را در نقطه A می‌توان با دقت کامل به صورت



شکل (۶-۶) - توجیه شانلی، رفتار حقیقی ستون

\* این توصیه مربوط به سال ۱۹۴۶ میلادی است Shanley concept (1)

زیر معین کرد (7) : " بار ضریب مماسی کمترین مقدار بار محوری است که ستون را در وضعیت دو شاخگی (۱) قرار می‌دهد، بدون توجه به اینکه انتقال وضعیت ستون به شکل خمیده آن نیاز به باری اضافی داشته باشد یا خیر". در شروع خمش (انحنای بسیار کم) افزایش بی‌نهایت کوچکی در کرنش محوری و تنش  $\Delta f_1$  بوجود خواهد آمد و بدین ترتیب ستون انحنای یافته و نقطه  $N_1$  به نقطه  $N_2$  منتقل می‌شود. اگر قرار باشد که مقطع ستون لنگری مقاوم بمنظور تأمین تعادل و جهت مقابله با لنگر بار خارجی یعنی  $P\delta$  ایجاد کند بایستی در بخشی از ستون کرنش ممکن بوجود آید. برای مقدار انحنای معین ولی بی‌نهایت اندک ستون افزایش بار در قسمتی از مقطع ستون که در آن قسمت افزایش کرنش وجود دارد بیشتر از افزایش بار است که در قسمت دیگر مقطع با تقلیل کرنش بوجود می‌آید و بدین ترتیب مقدار  $P$  به اندازه  $d_p$  افزایش یافته است (نقطه B از شکل ۶-ع الف). تا زمانی که روند رو به افزایش انحنای وجود دارد،  $d_c > d_t$  بوده و مقدار  $P$  افزایش بیشتری خواهد یافت. با استفاده از ضریب مماسی  $E\epsilon$  مقدار افزایش نیروی فشاری  $d_c$  محاسبه می‌شود و در ناحیه تقلیل کرنش مقدار  $d_t$  به‌دردست‌بودن ضریب ارتجاعی  $E$  محاسبه خواهد شد. نظریه ضریب دوگانه که به‌شکلی مشابه اضافه‌بار و تقلیل بار مقطع فشاری را توجیه می‌نمورد رابطه  $d_c > d_t$  را نمی‌پذیرفت و فقط تعادل ستون را در حول و حوش وضعیتی نزدیک به مستقیم الخط بررسی می‌کرد.

در شرایط عملی افزایش ظرفیت از  $P_c$  به  $P_s$  (شکل ۶-ع الف) را می‌توان ندیده گرفت و بدین ترتیب بار ضریب مماسی را بعنوان بار بحرانی (۲) و یا باری که تحت آن بار خمش ستون شروع می‌شود پذیرفت.

### ۶-۵ = تنش پس ماند (۳)

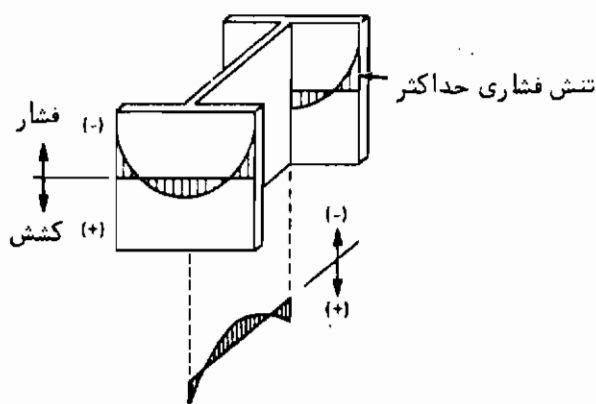
تنش‌های پس ماند به تنش‌هایی اطلاق می‌شود که پس از آنکه قطعه‌ای به شکل نهایی خود در آمد در قطعه باقی می‌مانند. این نوع تنش‌ها از تغییر شکل‌های خمیری حاصل می‌شوند و در سازه‌های فولادی ممکن است به طرق مختلف زیر بوجود آمده باشد:

- (۱) خنک شدن غیر یکنواخت نیمرخ‌های فولادی پس از نورد
- (۲) خمش سرد قطعات حین اجرا
- (۳) سوراخ کردن و یا قیچی نمودن قطعات بمنظور ساخت

(1) bifurcation (2) Critical load  
(3) residual stresses

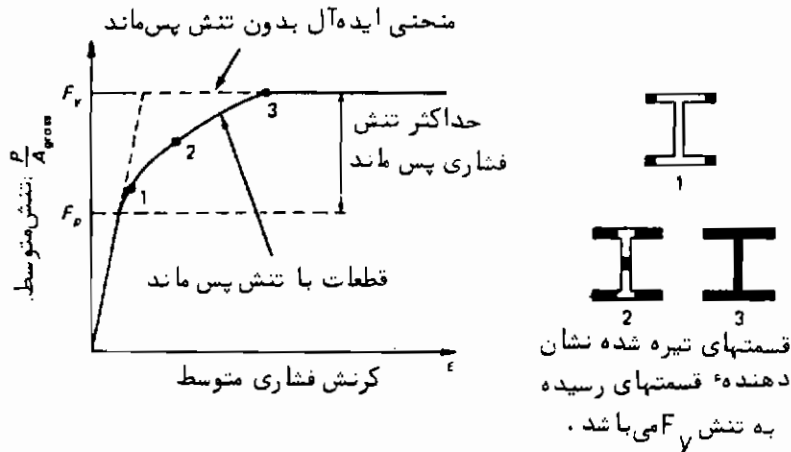
(۴) جوشکاری.

در شرایط متعارف تنش‌های پس ماند حاصل از خنک شدن غیر یکنواخت و جوشکاری عمده‌ترین حالات را تشکیل می‌دهد که در باره آن قبلاً در فصل قطعات کششی بحث گردیده است. در مورد تنش پس ماند حاصل از خنک شدن قطعات حوضی در کتاب راهنمای جوشکاری (10) بحث شده و در مورد تأثیر تنش پس ماند در قطعات فناری آقایان هویر و بیدل در کتاب مرجع (11) و آقایان بیدل و تال در کتاب مرجع (12) مفصلاً بحث نموده‌اند. همانطوریکه در فصل قطعات کششی بند (۳-۲) گفته شد، نیمرخهای H پس از خنک شدن تنش‌های پس ماند قابل توجهی را تحمل می‌کنند (شکل ۶-۷) که البته تغییرات تنش‌های پس ماند در نیمرخها تابع ابعاد مقطع آن نیمرخ می‌باشد. در یک چنین حالتی ممکن است از خود بیرسیم که آیا رابطه کلی کاهش یعنی رابطه (۶-۱۰) که در بند قبل مورد بحث قرار گرفت هنوز هم قابل قبول است. نظریه کاهش



شکل (۶-۷) - شکل عمومی تغییرات تنش پس ماند در نیمرخهای نورد شده

کلاً قابل قبول است ولی شدت تنش در کلیه تارهای مقطع به یک میزان نخواهد بود. مقدار مدول مماسی  $E$  در یک تار مقطع به همان مقدار برای تار بعدی نخواهد بود. در یک نیمرخ نورد شده تأثیر تنش پس ماند روی منحنی تنش-کرنش در شکل (۶-۸) با در نظر گرفتن تنش متوسط مقطع نشان داده شده است. معلوم شده است که تأثیر تنش پس ماند روی مصالح الاستو-پلاستیک (۱) نظیر فولاد بمانند تأثیر آن روی موادی نظیر



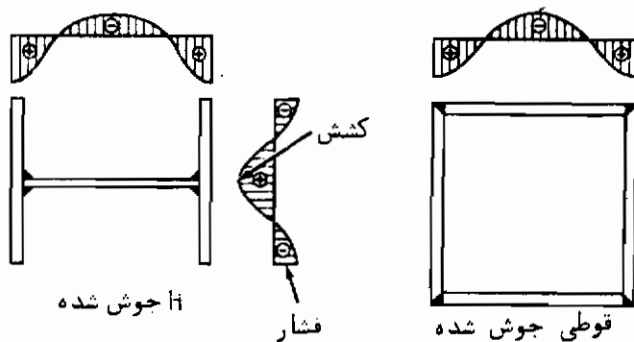
شکل (۶ - ۸) - تأثیر تنش پس‌ماند روی منحنی متوسط تنش - کرنش

آلومینیوم است که بدون وجود تنش پس‌ماند کاملاً ارتجاعی نمی‌باشند. بدین ترتیب اگر فرض شود که توصیه مدول مماسی ممکن باشد، می‌توان مقاومت ستون را بر اساس کماتش غیر ارتجاعی محاسبه نمود زیرا که تحت مقاومت حداکثر ستون منحنی متوسط تنش - کرنش شکل غیر خطی به خود می‌گیرد.

زماسی تصور می‌گردید که قسمت غیر خطی منحنی متوسط تنش - کرنش قطعات فشاری محوری بعلت انحنای اولیه آنها و یا خروج از مرکزیت اتفاقی بار در آنهاست. بررسی و معلوم شده است (مرجع 11) که تنش‌های پس‌ماند عامل عمده یک چنین منحنی بوده و سایر عوامل نقش بسیار اندکی دارند. در پروفیل‌های نورد شده تنش پس‌ماند در لبه بال‌های آنها را تا ۱۳۸ بار نیز اندازه گرفته‌اند دیده می‌شود که یک چنین تنش در لبه بال‌های تنش تسلیم فولاد نرمه را می‌پوشاند. تنش‌های پس‌ماند به تنش تسلیم فولاد بستگی ندارند بلکه عمدتاً به شکل و ابعاد قطع که عامل اصلی در نرخ خنک شدن قسمت‌های مختلف نیمرخ است بستگی پیدا می‌کنند (13)

همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد (بند ۳ - ۲) تنش پس‌ماند حاصل از جوشکاری قطعات H شکل و قوطی شکل ساخته شده عموماً بالاتر از شدت تنش پس‌ماند حاصل از خنک شدن نیمرخهای نورد شده است (14) در شکل (۶ - ۹) نمونه‌ای از توزیع تنش پس‌ماند را درین نوع نیمرخهای ساخته شده نشان داده‌ایم.

دیده می‌شود که تنش پس‌ماند فشاری در لبه‌های نیمرخهای ساخته شده H شکل بالاتر از شدت تنش پس‌ماند در نیمرخهای نورد شده است. بدین جهت



شکل (۶-۹) - شکل توزیع متعارف تنش پس ماند در قطعات جوشی

ار استحکام ستونهای مرکب از H نورد شده خواهد بود و برعکس چون در نیمرخهای قوطی شکل جوشی تنش پس ماند در گوشه نیمرخ به شکل کششی است لذا استحکام ستونی که از یک چنین نیمرخ ساخته شده باشد بالاتر از استحکام ستونی خواهد بود که با همان ضریب لاغری از نیمرخ H شکل نورد شده تشکیل شده باشد. شرم (۱) تنشهای پس ماند را در نیمرخهای نورد شده قوطی شکل مطالعه نموده است.

با علم بر اینکه تنش پس ماند وجود دارد می توان با در نظر گرفتن اثرات این تنش منحنی استحکام ستون ها ( منحنی تنش فشاری بر حسب ضریب لاغری) را جهت استفاده در طراحی آنها رسم نمود. تا اوایل سال ۱۹۵۰ میلادی طراحی ستونها بر اساس فرمولهای متعددی بود که همه آنها رفتار ستونها را بر حسب نتایج آزمایشات متعدد معین می کردند. با قبول استدلال واضح ضریب معاسی بعنوان ضابطه اصلی استحکام و با علم از حکونگی نقش تنشهای پس ماند، امروزه مؤسسات تحقیقاتی نظیر "شورای تحقیقاتی پایداری سازه ها (۲)" نقش عمده ای در پیشبرد مسائل مربوط به استحکام قطعات فشاری ایفا می کند.

۶-۶ = نقش تنشهای پس ماند در منحنی استحکام ستونها

روش تحلیلی زیر که پایه منطق معادله استحکام ستون توسط SSRC (۹) می باشد

(1) Snerman

(2) Structural stability research council(SSRC)

عمدتاً" توسط هوپر و بیدل (11) تنظیم شده است. دوروش کلی برای تعیین استحکام ستونها وجود دارد. بصورت تحلیلی بایستی با استفاده از نحوه توزیع تنش پس ماند (که ممکن است مقدار آن اندازه‌گیری شده و یا بنوعی فرض شود) به همراه دیاگرام تنش - کرنش فولاد معادله استحکام ستون را بصورت تابعی از لنگر سختی قسمت جاری نشده، مقطع ستون و ضریب لاغری آن بدست آورد (13). روش دیگر اینست که بصورت تجربی منحنی تنش - کرنش متوسط را برای مقطعی کوتاه از نیمرخ نورد شده که دارای تنش پس ماند می‌باشد معین کرد، سپس می‌توان منحنی استحکام ستون را با استفاده از ضریب مماسی منحنی تنش - کرنش متوسط و ضریب لاغری برای دو محور قوی و ضعیف خمشی ستون بدست آورد. در هر دو روش توزیع تنش پس ماند در مقطع ستون به صورت متقارن در نظر گرفته می‌شود. یو (1) و تال (2) این دوروش را با جزئیات لازم مورد دقت قرار داده‌اند. جانستن (3) (مرجع 18) و بترمن (4) و جانستن (19) روش اعمال ضریب مماسی را در کماتش غیر ارتجاعی ستونها ارائه کرده‌اند. روشی که ذیلاً ارائه می‌شود به منظور تعیین رابطه‌ای فی ما بین تنش متوسط اعمالی خارجی و ضریب لاغری قطعه می‌باشد. پس از آن می‌توان ظرفیت قطعه را با حاصل ضرب ساده تنش ایمن باربری در سطح مقطع ناخالص قطعه بدست آورد بدون اینکه توجهی به چگونگی تغییرات واقعی تنش در مقطع ستون که می‌تواند بعلت وجود تنش‌های پس ماند باشد بشود.

جهت شروع این بررسی فولاد را ماده‌ای کاملاً ارتجاعی تا کرنش  $\epsilon_y$  در نظر خواهیم گرفت و فرض خواهیم کرد که اگر کرنش فولاد به  $\epsilon_y$  برسد فولاد کلاً بصورت خمیری عمل خواهد کرد (با تنش ثابت کرنش افزایش خواهد یافت). اگر نمونه‌ای آزمایشی از فولاد حان نیمرخهای نورد شده تهیه کنیم منحنی تنش - کرنش آن بمانند منحنی نقطه چین شکل (6-10) خواهد بود. منحنی با خط پیر در آن شکل منحنی تنش - کرنش نیمرخ H شکلی است که دارای تنش پس ماند می‌باشد.

بمنظور در نظر گرفتن اثر زود جاری شدن فولاد که بعلت وجود تنش پس ماند می‌باشد، تاری را که در فاصله  $x$  از محور کرنش صفر حاصل از خمش قرار دارد در نظر بگیرید (شکل 6-11). خمش ستون بی نهایت کوچک در نظر گرفته شده و ستون تحت بار ضریب مماسی تعادل دارد. سهم لنگر در شدت تنش روی تارهای مقطع به صورت زیر خواهد بود:

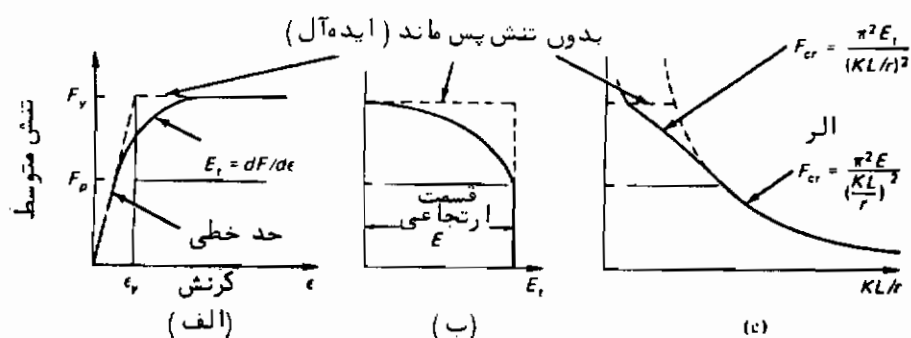
$$dM = (\epsilon - \epsilon_0) E_f A(x) = (\text{بازوی لنگر}) (\text{سطح مقطع}) (\text{تنش}) \quad (6-23)$$

(1)  $\gamma_u$ 

(2) Tall

(3) Johnston

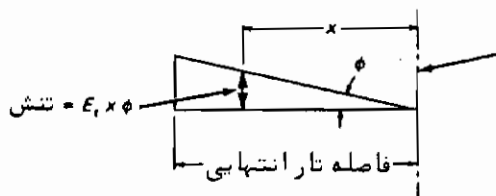
(4) Batterman



شکل (۶-۱۰) مقایسه نمونه آزمایشی نیمرخ H شکل با تنش پس ماند

در مورد کل مقطع خواهد شد:

$$M = \int_A \Phi E_t x^2 dA = \Phi \int_A E_t x^2 dA \quad (۶-۲۴)$$



شکل (۶-۱۱) تنش دوتاری به فاصله x از محور کرنش صفر تحت اثر خمش

از نظریه ابتدایی خمش مقدار شعاع انحنای به صورت زیر داده شده است:

$$R = \frac{1}{\Phi} \quad (۶-۲۵)$$

$$\Phi = \frac{1}{R} = \frac{M}{\text{معادل } EI} = \frac{M}{E'I}$$

بدین ترتیب داریم:

$$E'I = \frac{M}{\Phi} = \int_A E_t x^2 dA \quad (۶-۲۶)$$

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

مقدار  $E'$  را می‌توان ضریب موثر<sup>(۱)</sup> نامیده و در رابطه (۶-۱۰) بعنوان معادل  $E_t$  بکار برد.

اگر از منحنی ایده‌آل فولاد الاستو-یلستیک  $f$ - $E$  مطابق شکل (۶-۱۰ الف) استفاده شود (برای  $f < F_y$ ،  $E_t = E$  و برای  $f = F_y$ ،  $E_t = 0$ ) سختی خمش قسمت‌های جاری شده مقطع صفر بوده و استحکام کمانشی ستون برابر با استحکام ستونی خواهد بود که لنگر سختی مقطع آن  $I_e$ ، لنگر لختی قسمت ارتجاعی مانده<sup>۲</sup> سطح مقطع می‌باشد. درین صورت معادله (۶-۲۶) خواهد شد:

$$E' = \frac{E}{I} \int x^2 dA = \frac{I_e}{I} \quad (۶-۲۷)$$

تثنی که برطبق (سطح قسمت ارتجاعی)  $A$  سبب خمش ستون خواهد شد به صورت زیر معین می‌شود:

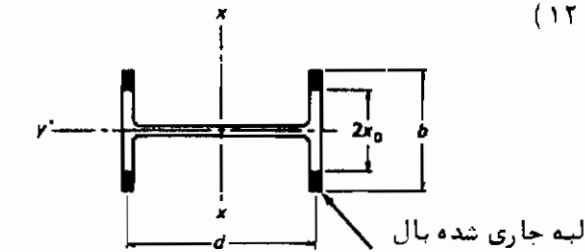
$$F_{cr} = \frac{p}{A} = \frac{\pi^2 E \left(\frac{I_e}{I}\right)}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (۶-۲۸)$$

برای اینکه بتوان از معادله (۶-۲۸) استفاده عملی نمود بایستی رابطه فی ما بین  $F_{cr}$  و  $I_e$  معین شده باشد.

#### حالت (الف) - کمانش حول محور ضعیف

منطق حکم می‌کند که فرض کنیم بال‌های نیمرخ قبل از حان نیمرخ کلاً جاری شوند

(شکل ۶-۱۲)



شکل (۶-۱۲) قسمتی از مقطع جاری شده است

(1) effective modulus



$$K = \text{(قسمتی از سال نیمرخ که ارتجاعی باقی مانده است)} = \frac{2x_0}{b} = \frac{A_e}{A_f}$$

معادله (۲۷-۶) خواهد شد:

$$E = \frac{I_e}{I} = E \frac{t_f (2x_0)^3}{12} \left( \frac{12}{t_f b^3} \right) = Ek^3 \quad (29-6)$$

اگر از لنگر لختی جان در محاسبه  $I$  صرف نظر کنیم و تعریف ضریب معاسی را در نظر بگیریم، خواهیم داشت:

$$E_t = \frac{\text{افزایش تنش اسمی}}{\text{افزایش کرنش ارتجاعی}} = \frac{\frac{dp}{A}}{\left( \frac{dp}{A_e} \right) \frac{1}{E}} = \frac{A_e E}{A} \quad (30-6)$$

$$E_t A = A_e E = E(A_w + 2kA_f) \quad (31-6)$$

درین روابط داریم:

$$\text{سطح جان} = A_w$$

$$\text{سطح ناخالص یک سال} = A_f$$

$$\text{سطح ناخالص کل مقطع ستون} = A$$

اگر معادله (۳۱-۶) را بر حسب  $k$  حل نموده و از دو معادله (۲۹-۶) و (۲۸-۶) استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$k = \frac{E_t A}{2EA_f} - \frac{A_w}{2A_f} \quad (32-6)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k^3}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \left[ \frac{AE_t}{2A_f E} - \frac{A_w}{2A_f} \right]^3 \quad (33-6)$$

این رابطه اثر جان ارتجاعی مقطع را در کماتش حول محور ضعیف نیمرخ ( $y-y$ ) نشان

می‌دهد.

حالت (ب) - کمانش حول محور قوی ستون

بار دیگر با فرض اینکه جان نیمرخ ارتجاعی باقی مانده است ولی از اثر آن در محاسبه لنگر لختی صرف‌نظر کنیم به صورت تقریبی خواهیم داشت:

$$E \frac{I_e}{I} \approx E \frac{2A_e \left(\frac{d}{2}\right)^2}{2A_f \left(\frac{d}{2}\right)^2} = Ek \quad (۳۴-۶)$$

اگر تنش جان ارتجاعی در نظر گرفته شود خواهیم داشت:

$$E \frac{I_e}{I} = E \left[ \frac{2kA_f \left(\frac{d^2}{4}\right) + t_w \frac{d^3}{12}}{2A_f \left(\frac{d^2}{4}\right) + t_w \frac{d^3}{12}} \right] = E \left[ \frac{2kA_f + \frac{A_w}{3}}{2A_f + \frac{A_w}{3}} \right] \quad (۳۵-۶)$$

با در نظر گرفتن تعریف ضریب مماسی و رابطه (۳۱-۶) خواهیم داشت:

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

اگر این مقدار را در رابطه (۳۵-۶) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$E \frac{I_e}{I} = \left[ \frac{\frac{E_t A}{E} - 2 \frac{A_w}{3}}{2A_f + \frac{A_w}{3}} \right] E \quad (۳۶-۶)$$

بدین ترتیب خواهیم داشت:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (۳۷-۶)$$

اگر درین رابطه مقدار تقریبی  $k$  را از رابطه (۶-۳۲) قرار دهیم مقدار  $F_{cr}$  بدست خواهد آمد، در غیر اینصورت می توان مقدار دقیق (۶-۳۶) را در معادله (۶-۲۸) قرار داده مقدار دقیق  $F_{cr}$  را به صورت زیر برای کمانش ستون حول محور قوی ( $x-x$ ) بدست آورد.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \left[ \frac{\frac{E_f A_f}{E} - \frac{2A_w}{3}}{2A_f + \frac{A_w}{3}} \right] \quad (۶-۲۸)$$

از آنچه قبلاً گفته شد واضح می شود که دو معادله جهت تعیین استحکام کمانشی ستون لازم است یکی کمانش ستون را حول محور قوی آن معین می کند و دیگری حول محور ضعیف آن. گرچه مقدار  $\frac{e}{I}$  بشرطی که شرایط هندسی شکل (۶-۱۲) تأمین شده باشد تابعی از توزیع تنش پس ماند نمی باشد، با وجود این تنش بحرانی  $F_{cr}$  که حاصل تقسیم بار کمانشی بر سطح مقطع ناخالص ستون می باشد به  $\frac{KL}{r}$  که خود بستگی به تنش پس ماند دارد مربوط می شود. بایستی توجه شود که اگر مصالح ستون الاستو-پلاستیک نمی باشد (به عبارت دیگر مقدار  $E_f$  نه  $E$  است و نه صفر) درین صورت معادله کلی (۶-۲۶) بجای معادله (۶-۲۷) بایستی بکار برده شود.

#### مثال ۶-۱

مطلوبست رسم منحنی مقاومت ستون ( $F_{cr}$  بر حسب  $\frac{KL}{r}$ ) برای کمانش حول محور ضعیف یک نیمرخ  $H$  شکل که از نوع فولاد نرمه با تنش تسلیمی برابر با (بار)  $F_y = ۲۳۳۳$  می باشد. فولاد را کاملاً الاستو-پلاستیک فرض خواهیم کرد (شکل ۶-۱۳ ب). تنش پس ماند فولاد نیمرخ دارای تغییراتی نظیر شکل (شکل ۶-۱۳ الف) می باشد. از مقاومت حان در برابر کمانش صرف نظر می نمائیم.

حل:

تا زمانی که کرنش تاری به  $\epsilon_y^0$  نرسیده باشد تحت اثر بار خارجی کرنش کلیه تارها برابر خواهد بود. بار خارجی درین حالت برابر خواهد بود با:

$$P = \int_A f dA = fA$$

پس از آنکه قسمتی از مقطع خمیری شد، بار خارجی خواهد شد:

$$P = (A - A_e)F_y + \int_{A_e} f dA$$

درین مسئله برای حالت  $F_{cr} = \frac{P}{A} < \frac{2}{3} F_y$  کل مقطع ارتجاعی باقی می‌ماند  
یعنی  $E_t = E$  است و  $E' = \frac{E I_e}{I}$  و  $I_e = I$  است پس:

$$F_{cr} = \frac{2F_y}{3} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{2}{3}\right) (2333)}} = 112.7 \quad (\text{نقطه ۱ شکل ۶-۱۴})$$

وقتی  $F_{cr} = \frac{P}{A} > \frac{2}{3} F_y$  است، نوک‌های بال نیم‌رخ جاری شده و مقدار  $I_e$  کمتر از  $I$  خواهد شد. لذا خواهیم داشت:

$$\frac{I_e}{I} = \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^3}{b^3} = \frac{1}{8}$$

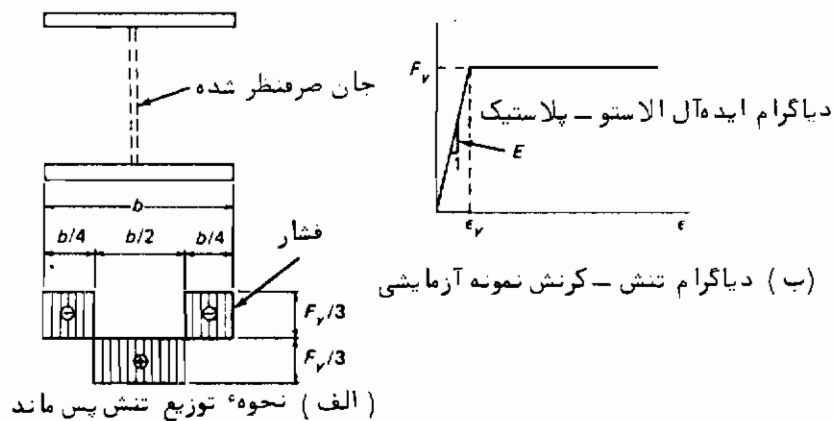
$$F_{cr} = \frac{2F_y}{3} = \frac{\pi^2 E \left(\frac{I_e}{I}\right)}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{8 \left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\frac{KL}{r} = 39.8 \quad (\text{نقطه ۲ شکل ۶-۱۴})$$

برای تنش متوسطی که به مقدار بی نهایت اندکی از  $\frac{2}{3} F_y$  بزرگتر باشد وقتی  $F_{cr} = \frac{P}{A}$  است داریم:

$$F_{cr} = F_y = \frac{\pi^2 E}{8 \left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

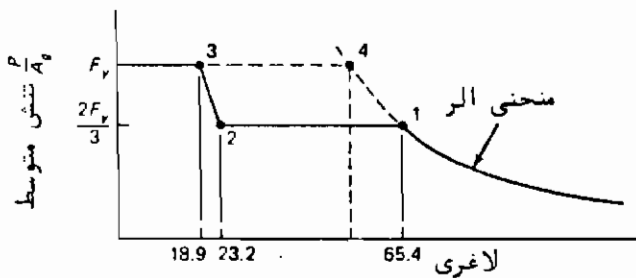
$$\frac{KL}{r} = 32.5 \quad (\text{نقطه ۳ شکل ۶-۱۴})$$



شکل (۶-۱۳) مشخصات عددی مثال (۶-۱)

در این حالت بار نهایی  $P = F_y A$  خواهد بود. اگر نیم‌رح دارای تنش پس ماند نبود برای  $F_{cr} = F_y$  داشتیم.

$$\frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}} = 92 \quad (\text{نقطه ۴ شکل ۶-۱۴})$$

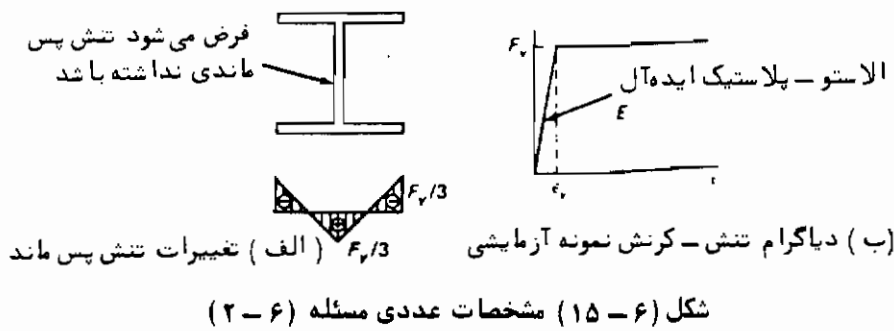


شکل (۶-۱۴) منحنی مقاومت ستون (مثال ۶-۱)

مثال ۶-۲ =

منحنی نسبتاً حقیقی مقاومت ستون را با تغییرات تنش پس ماند مطابق شکل (۶-۱۵)

رسم نمایید. کماتش ستون حول محور ضعیف مد نظر می‌باشد. مسئله را برای دو تنش تسلیم (بار)  $F_y = 2333$  و  $F_y = 6900$  حل کنید. از تأثیر جان در مقاومت ستون صرف‌نظر می‌شود.



حل:

اگر تنش اعمالی بر ستون  $f = \frac{P}{A} < \frac{2}{3} F_y$  باشد، کل مقطع ارتجاعی عمل خواهد نمود (شکل ۶-۱۶ الف) درین حالت خواهیم داشت:

$$E_t = E$$

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

$$\frac{I_e}{I} = \frac{2\left(\frac{1}{12}\right)(2x_e)^3 t}{2\left(\frac{1}{12}\right)b^3 t} = \frac{8x_e^3}{b^3}$$

اگر از تأثیر جان صرف‌نظر کنیم خواهیم داشت:

$$F_{cr} = \frac{8 \pi^2 E \left(\frac{x_e}{b}\right)^3}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{الف})$$

دیدیم می‌شود که این رابطه  $F_{cr}$  را تابعی از  $\frac{x_e}{b}$  و  $\frac{KL}{r}$  معین کرده است. رابطه دیگری نیز لازم خواهد بود. کل بار وارده در حیطة عملکرد الاستو-پلاستیک نیمرخ خواهد بود:

$$P_{cr} = 2 \left[ fbt - 2\left(\frac{1}{2}\right)\left(f - \frac{2F_y}{3}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{x_e}{b}\right)bt \right] \quad (\text{ب})$$

که سطح قسمت هاشور خورده تنش در شکل (۶-۱۶) می‌باشد. از تشابه مثلث‌های با اصلاع نقطه جیس در شکل (۶-۱۶) خواهیم داشت:

$$\frac{f - \frac{2}{3} F_y}{\left(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b}\right) b} = \frac{\frac{2}{3} F_y}{\frac{b}{2}}$$

اگر این رابطه را نسبت به  $f$  حل کنیم خواهیم داشت:

$$f = \left[ 1 - \frac{x_0}{b} \right] \frac{4F_y}{3} \quad (\text{ج})$$

اگر از دو رابطه (ج) و (ب) را حذف کنیم خواهیم داشت:

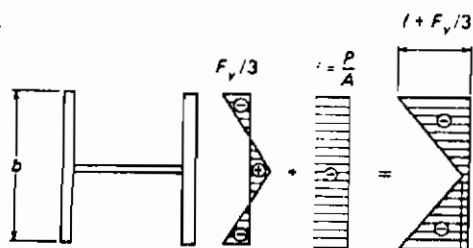
$$P_{cr} = 2bt \left\{ \left(1 - \frac{x_0}{b}\right) \frac{4F_y}{3} - \left[ \left(1 - \frac{x_0}{b}\right) \frac{4F_y}{3} - \frac{2F_y}{3} \right] \left(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b}\right) \right\} = A_y F_y \left[ 1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x_0}{b}\right)^2 \right] \quad (\text{د})$$

لذا داریم:

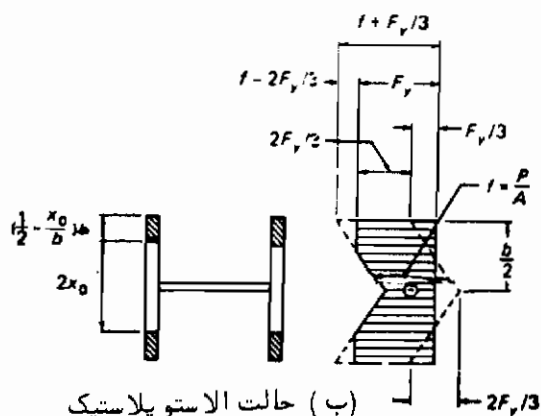
$$F_{cr} = \frac{P}{A_g} = F_y \left[ 1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x_0}{b}\right)^2 \right]$$

این رابطه به همراه رابطه (الف) بکار می‌رود. نتایج آن در شکل (۶-۱۷) نشان داده شده است.

اگر می‌خواستیم که اثر جان را در محاسبات منظور کنیم، نسبت  $\frac{I_e}{I}$  می‌توانست این عمل را اجرا کند، معادله (ب) دارای عبارت مربوط به جان می‌شد، درین صورت عبارت  $\frac{A_w}{A_f}$  در محاسبات وارد می‌شد و عملاً تأثیر چندانی در نتایج محاسبات نمی‌کرد. نهایتاً می‌توانستیم با استفاده از منحنی تنش-گرنش متوسط همانگونه که در ابتدای این قسمت ذکر کردیم منحنی‌هایی نظیر شکل (۶-۱۷) بدست آوریم. در حالت معادلات (۶-۳۳) و (۶-۳۸) را می‌توانیم با مقدار  $E$  که از منحنی تنش-گرنش مقطع بدست آمده است بکار ببریم.



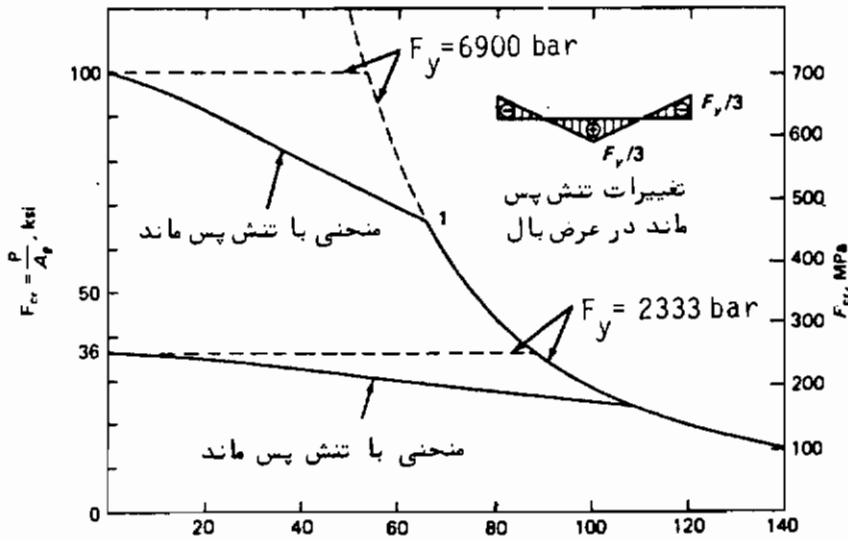
بر طبق  $F$  تغییر می‌کند - (الف) حالت ارتجاعی



(ب) حالت الاستو پلاستیک  
شکل (۶-۱۶) توزیع تنش یا تغییرات خطی تنش پس ماند

$\frac{x_0}{b}$	$F_{cr}$	$F_{cr}$ ( $F_y=2333$ )	$\frac{KL}{r}$	$F_{cr}$ ( $F_y=6900$ )	$\frac{KL}{r}$
0.50	$0.67 F_y$	1555	113	4600	65.5
0.45	$0.73 F_y$	1703	92	5037	53
0.40	$0.787 F_y$	1836	74	5430	43
0.35	$0.837 F_y$	1953	59	5775	34
0.30	$0.88 F_y$	2053	46	6072	26.5
0.25	$0.917 F_y$	2140	34	6327	20
0.20	$0.947 F_y$	2210	24	6534	14
0.10	$0.987 F_y$	2303	8	6810	4.8

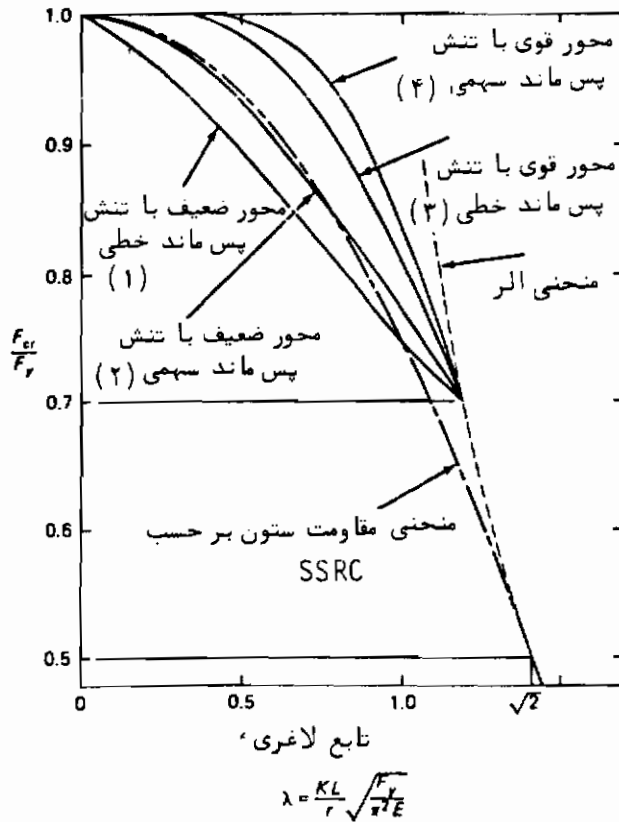




شکل (۶-۱۷) منحنی‌های مقاومت ستون بادرنظر گرفتن تنش پس‌ماند

۶-۷ = منحنی مقاومت "شورای تحقیقاتی پایداری سازه‌ها"

بر اساس روش‌هایی که در بند ۶-۶ بحث شد، می‌توان مقاومت ستون‌ها را تحت کمانش حول محور ضعیف یا قوی آنها با در نظر گرفتن نحوه‌های مختلف توزیع تنش پس‌ماند محاسبه کرد. برای اغلب حالات عملی ملاحظه شده است که فرض توزیع خطی تنش پس‌ماند در بال‌های این قطعات می‌تواند نتایج قابل قبولی را پدید آورد (۹). علاوه بر این در بند قبل ملاحظه گردیدیم که (معادلات ۶-۳۳ و ۶-۳۷) با یک ضریب لاغری معین نیمرخهای H شکل در جهت محور ضعیف خود کمتر بار قبول خواهند کرد تا حول محور قوی خود، زیرا که تنش‌های پس‌ماند فشاری که در نوک بال‌ها شدیدتر می‌باشند در مقاومت کمانشی ستون وارد می‌شوند.



شکل (۶-۱۸) منحنی‌های مقاومت ستون با مقطع I شکل و تنش پس ماند در دو انتهای هریال منحنی‌های مختلف مقاومت ستون با نحوه توزیع تنش‌های پس ماند سهمی و خطی، در شکل (۶-۱۸) نشان داده شده است. در مورد فولادهای کربنی متوسط مقدار حداکثر تنش‌های پس ماند بین ۸۳۰ و ۹۰۰ بار تغییر می‌کند که می‌توان برای آن به صورت تقریبی مقدار  $0.3 F_y$  را گرفت. برای فولادهای مقاوم مقدار تنش‌های پس ماند در حالت کلی درصد کمتری از مقدار فوق‌الذکر را نشان می‌دهد.

منحنی مقاومت ستونها که توسط " شورای تحقیقاتی پایداری سازه‌ها " تنظیم شده است بر اساس توزیع سهمی شکل تنش پس ماند که توسط بلیچ<sup>(۱)</sup> (۲۰) ارائه شده است می‌باشد. چون منحنی‌های (۲)، (۳) و (۴) مربوط به شکل (۶-۱۸) عملاً شکل سهمی دارند و چون نتایج تجربی حاصل از کمانش ستونها در حیطة غیر ارتجاعی منجر به منحنی‌های سهمی شکل

(1) Bleich

می‌گردد از انتخاب یک منحنی سهمی بین چهار منحنی شکل (۶-۱۸) بنظر کاملا" منطقی می‌رسد. منحنی کمانشی آقای بلیچ به صورت زیر می‌باشد.

$$F_{cr} = F_y - \frac{F_p}{\pi^2 E} (F_y - F_p) \left(\frac{KL}{r}\right)^2 \quad (۳۹-۶)$$

در این رابطه  $F_p$  تنش حدحظی فولاد می‌باشد. از آنجائی که انحراف حاصل از رفتار ارتجاعی ستون در منحنی متوسط تنش- کرنش برای تنش‌های پس‌ماند محاسبه شده است لذا در رابطه فوق بجای  $F_p$  مقدار زیر قرار داده می‌شود:

$$F_p = F_y - F_r = (\text{تنش تسلیم}) - (\text{تنش پس‌ماند})$$

لذا رابطه (۳۹-۶) به صورت زیر در می‌آید:

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_r}{\pi^2 E} \left(\frac{F_y - F_r}{F_y}\right) \left(\frac{KL}{r}\right)^2 \right] \quad (۴۰-۶)$$

برای این که رابطه (۴۰-۶) شکل منطقی و پاسخ‌گوی مقاومت ستون حول دو محور ضعیف و قوی باشد، تنش پس‌ماند را باید بیش از  $F_y/3$  گرفت. SSRC برای تنش پس‌ماند مقدار  $F_y/5$  را معین کرده است تا بتواند به یک منحنی اتصال منطقی بین کمانش ارتجاعی الر

و کمانش غیر ارتجاعی سهمی شکل دست یابد. دو منحنی الر و سهمی در  $F_{cr}/F_y = 0.5$  بر

یکدیگر مماس می‌باشند. لذا منحنی SSRC به صورت زیر می‌آید.

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4 \pi^2 E} \left(\frac{KL}{r}\right)^2 \right] \quad (۴۱-۶)$$

اگر به شکل (۶-۱۸) که در آن منحنی SSRC به همراه منحنی مقاومت ستونها حول محورهای ضعیف و قوی نیمرخ H با در نظر گرفتن وجود تنش‌های پس‌ماند در نیمرخ رسم شده دقت شود، ممکن است بنظر آید که منحنی مقاومت ستون بر طبق انتخاب SSRC نسبت به منحنی (۱) بسیار محافظه‌کارانه باشد. ولی اگر در نظر بگیریم که منحنی تغییرات تنش پس‌ماند عموماً بین خطی و سهمی می‌باشد دیده خواهد شد که این منحنی تقریباً "بر منحنی مقاومت ستون حول محور ضعیف منطبق خواهد شد.

با توجه به شکل (۶-۱۸) فهمیده می‌شود که به منظور اعمال ضریب اطمینانی یکسان برای ستونهای با مقاطع مختلف عملاً "بایستی با در نظر گرفتن تغییرات تنش پس ماند در بیرخهای مختلف مربوط به ستونهای مختلف و در نظر گرفتن مقاطع مختلف ستونها چندین منحنی مختلف جهت تعیین مقاومت ستونها تهیه شود، ولی همانگونه که در بند بعدی خواهیم دید ضوابط AISC از همان منحنی مقاومت ستون مربوط به SSRC جهت بررسی مقاومت به کمانش کلیه ستونها استفاده می‌کند.

#### ۶-۸ = معادلات طراحی بر طبق ضوابط AISC

هر گاه معادله (۶-۴۱) که توسط "شورای تحقیقاتی پایداری سازه‌ها" ارائه شده بر ضریب اطمینانی تقسیم گردد بیان کننده، معادله تنش مجاز برای کمانش غیر ارتجاعی ستونها بر طبق ضوابط AISC خواهد بود. اگر در معادله (۶-۴۱) مقدار تنش بحرانی را  $0.5 F_y$  قرار دهیم (این تنش بعنوان حد خطی فولاد با تنش پس ماند انتخاب شده است) مقدار حداکثر ضریب لاغری ستون  $\frac{KL}{r}$  معین خواهد شد، که این ضریب لاغری را با  $C_c$  نشان خواهیم داد.

$$0.5F_y = \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left( \frac{KL}{r} \right)^2 \right] F_y$$

$$C_c = \frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} = \frac{6390}{\sqrt{F_y}} \quad (۶-۴۲)$$

درین معادله  $F_y$  بر حسب بار در نظر گرفته خواهد شد.

اگر در معادله (۶-۴۱) بجای  $\frac{2\pi^2 E}{F_y}$  مقدار  $C_c^2$  را قرار دهیم معادله محاسباتی

ضوابط AISC برای ستونهای با لاغری  $\frac{KL}{r} < C_c$  بدست خواهد آمد.

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[ 1 - \frac{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (۶-۴۳)$$

درین رابطه (۱)  $F_S$  ضریب اطمینان بوده و  $F_a$  تنش مجاز در سطح ناخالص تحت اثر بار وارده بر ستون می‌باشد،  $\frac{KL}{r}$  ضریب لاغری ستون دو سر مفصل معادل است. رابطه (۶-۴۳) بر طبق ضوابط AISC برای طراحی قطعات فشاری متشکل از نیمرخ H شکل نورد شده تنظیم شده است. عملاً این رابطه زمانی صادق خواهد بود که مشخصات ابعاد مقطع قطعات فشاری منطبق بر ضوابط مندرج در بند ۱-۹ آئین نامه AISC باشد.

ضوابط AISC در مورد ابعاد مقطع (بند ۱-۹)

الف: اعضای فشاری تقویت نشده (۲)

عضو فشاری تقویت نشده عضوی است که دارای یک لبه آزاد به موازات تنش‌های فشاری باشد. عرض صفحات تقویت نشده را باید برابر یا فاصله لبه آزاد تا اولین خط حوش و یا پیچ و برچ در نظر گرفت. عرض بال‌نشی‌ها، بال‌ناودانی‌ها، بال‌نیمرخ‌های (Z) و ساق‌سپری‌ها را باید برابر عرض اسمی کامل این نیمرخ‌ها فرض نمود. عرض بال‌نیمرخ‌های I و T را باید برابر نصف عرض بال اسمی آنها فرض کرد. ضخامت اعضای تقویت نشده را که سطوح آنها نیب‌دار می‌باشند برابر ضخامت محلی است که فاصله آن از لبه آزاد و حان نیمرخ به یک اندازه باشد.

اعضای تقویت نشده‌ای که تحت اثر تنش‌های فشاری محوری و یا تنش‌های فشاری ناشی از خمش قرار دارند در صورتی می‌توان کاملاً موثر فرض نمود که نسبت‌های عرضی به ضخامت آنها از حدود زیر تجاوز نکند.

الف - ۱ - قطعات فشاری تشکیل شده از یک نبشی یا زوج نبشی‌هایی که از یکدیگر محزا باشند  
رابطه (۶-۴۴)

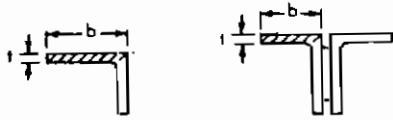
$$\frac{b}{t} \leq \frac{630}{F_y} \quad (۶-۴۴)$$

الف - ۲ - قطعات فشاری تشکیل شده از دو نبشی چسبیده بهم، نبشی‌ها و صفحات بیرون زده (۳) از شاه تیرها، ستونها و سایر اعضای فشاری، بال تحت فشار تیرها و ورق‌های تقویت (۴) تیر

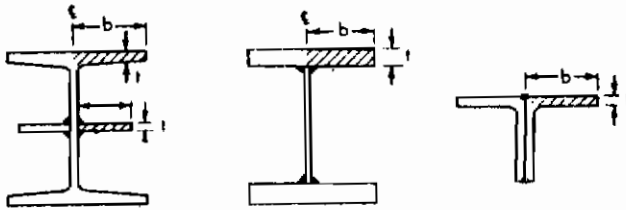
(1) Factor of safety      (2) Unstiffened elements

(3) projecting            (4) stiffener

ورق‌ها، رابطه (۶-۴۵)



شکل (۶-۱۹)

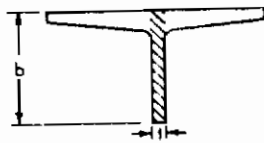


شکل (۶-۲۰)

$$\frac{b}{t} < \frac{790}{F_y} \quad (۶-۴۵)$$

الف - ۳ - ساق نیم‌رخهای سپری، رابطه (۶-۴۶)

$$\frac{b}{t} < \frac{1055}{\sqrt{F_y}} \quad (۶-۴۶)$$



شکل (۶-۲۱)

در این روابط مقدار  $F_y$  باید بر حسب بار منظور شود.

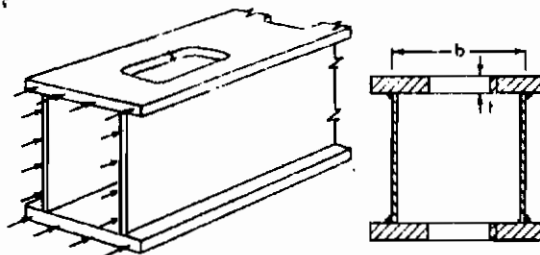
ب : اعضای تقویت شده (۱)

اعضای تقویت شده اعضای هستند که در امتداد هر دو لبه خود که موازی تنش‌های فشاری می‌باشند در جهت جانبی مهار شده باشند. عرض عضو تقویت شده در مورد نیمرخهای مورد شده فاصله بین ریشه بالها می‌باشد. برای سایر نیمرخها عرض را باید برابر فاصله نزدیکترین خطوط جوش و یا پیچ و پرچ فرض نمود.

اعضای تقویت تحت اثر نیروی محوری فشاری و یا فشار ناشی از خمش در بال تیرها\* را وقتی می‌توان کاملاً "مؤثر حساب کرد که نسبت عرض به ضخامت اعضاء از حدود داده شده در زیر کمتر باشد.

ب - ۱ - برای بال قوطی‌های مربع و مستطیل شکل و با ضخامت یکنواخت، رابطه (۶ - ۴۷)

$$\frac{b}{t} < \frac{1980}{\sqrt{F_y}} \quad (۶ - ۴۷)$$



شکل (۶ - ۲۲)

ب - ۲ - برای صفحات یکسره‌ای که چند نیمرخ را بهم وصل می‌کنند و در آنها سوراخ‌های متناوبی<sup>(۲)</sup> برای دسترسی به داخل نیمرخ‌های متصل به آنها ایجاد شده است\*\*، رابطه

(۶ - ۴۸)

$$\frac{b}{t} < \frac{2630}{\sqrt{F_y}} \quad (۶ - ۴۸)$$

ب - ۳ - برای هر عضو تقویت شده دیگری که تحت تنش فشاری یکنواخت قرار داشته

\*\* این ضابطه شامل جان تیرها نمی‌شود.

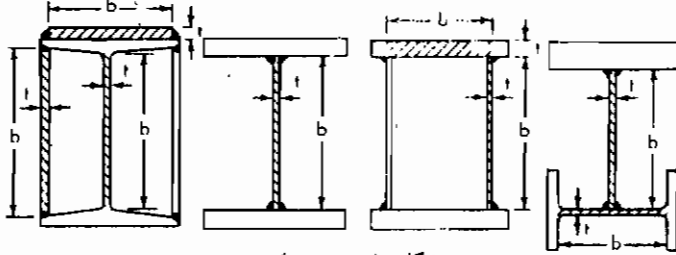
\*\* باید عرض باقیمانده در مقطع برای تحمل فشار کافی باشد.

(1) stiffened elements (2) perforated cover plates

باشد، رابطه (۶-۴۹)

(۶-۴۹)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{2100}{\sqrt{F_y}}$$



شکل (۶-۲۳)

ب-۴- در مورد نیمرخهای با مقطع مدور، که تحت اثر فشار محوری قرار دارند در صورتی تمام سطح مقطع مؤثر تلقی خواهد شد که نسبت قطر خارجی نیمرخ به ضخامت حدار آن در رابطه (۶-۴۹) صدق کند.

$$\frac{D}{t} \leq \frac{227500}{F_y} \quad (۶-۴۹)$$

در صورتی که مشخصات ابعادی قطعه‌ای فشاری در ضوابط بند ۱-۹ آئین نامه AISC صدق نکند در رابطه (۶-۴۲) و (۶-۴۳) به صورت زیر بکار خواهد رفت:

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{QF_y}} = \frac{6390}{\sqrt{QF_y}} \quad (۶-۵۰)$$

و همچنین

$$F_a = \frac{QF_y}{F_s} \left[ 1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (۶-۵۱)$$

درین روابط  $Q$  ضریب تقلیل (۱) ظرفیت می‌باشد. برای مقاطع I شکل نورد شده مقدار  $Q=1$  خواهد بود. منطق انتخاب  $Q$  در بند (۶-۱۸) توضیح داده خواهد شد.

(1) reduction factor



مقدار ضریب Q بر حسب نوع قطعه فشاری در آئین نامه AISC با  $Q_s$  و یا  $Q_a$  نشان داده شده است.

الف - قطعات فشاری سخت نشده

مقدار ضریب  $Q_s$  برای قطعات با فشار محوری به صورت زیر معین خواهد شد:

الف - ۱ = برای قطعات مذکور در بند (الف - ۱) نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC

$$\text{اگر } \frac{630}{F_y} < \frac{t}{t} < \frac{1290}{F_y} \text{ باشد داریم:}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.00054 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \quad (۵۲-۶)$$

$$\text{اگر } \frac{b}{t} > \frac{1290}{F_y} \text{ باشد داریم:}$$

$$Q_s = \frac{1069000}{F_y \left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad (۵۲-۶)$$

الف - ۲ = برای قطعات مذکور در بند (الف - ۲) نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC

$$\text{اگر } \frac{790}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{1460}{F_y} \text{ باشد داریم:}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00053 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \quad (۵۲-۶)$$

$$\text{اگر } \frac{b}{t} > \frac{1460}{F_y} \text{ باشد داریم:}$$

$$Q_s = \frac{1379000}{F_y \left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad (۵۵-۶)$$

الف - ۳ = برای قطعات مذکور در بند (الف - ۳) نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC

اگر  $\frac{1055}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{1460}{F_y}$  باشد داریم:

$$Q_s = 1.908 - 0.00086 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{F_y} \quad (56-6)$$

اگر  $\frac{b}{t} > \frac{1460}{F_y}$  باشد داریم:

$$Q_s = \frac{1379000}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (57-6)$$

ب - قطعات فشاری سخت شده

وقتی که نسبت عرض به ضخامت یک قطعه سخت شده که تحت تأثیر تنش‌های یکنواخت می‌باشند (بجز صفحات پوششی سوراخ دار موضوع بند ب - ۲ نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC) بیشتر از حدود داده شده در بندهای (ب - ۱) و (ب - ۳) نقل شده از بند (۱ - ۹) AISC باشد، عرض قطعه را باید تعدیل کرد. عرض تعدیل شده را که به آن عرض مؤثر<sup>(۱)</sup> می‌گوئیم و با  $b_e$  نشان می‌دهیم، مقدار آن را از روابط (۶ - ۵۸) و (۶ - ۵۹) معین خواهیم کرد. باید یادآور شد که نسبت  $\frac{b_e}{t}$  نباید هیچگاه کمتر از حدود تعیین شده در بندهای نقل شده از بند ۱ - ۹ آئین نامه AISC گرفته شود.

ب - ۱ = برای قطعات مذکور در بند (ب - ۱) نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC

$$b_e = \frac{2100t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{418}{\left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad (58-6)$$

ب - ۲ = برای قطعات مذکور در بند (ب - ۳) نقل شده از ضابطه ۱ - ۹ آئین نامه AISC

$$b_e = \frac{2100t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{368}{\left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad (59-6)$$

درین روابط داریم:

$b$  : عرض واقعی قطعه فشاری سخت شده

(1) reduced effective width

t : ضخامت قطعه

f : تنش فشاری محاسبه شده بر حسب بار ( bar ) در قطعه سخت شده بر اساس مشخصات هندسی مقطع مذکور در ذیل (اگر مقطع فشاری دارای قسمتی سخت نشده نیز باشد در هر صورت مقدار f نباید بنوعی باشد که حداکثر تنش فشاری در قسمت سخت شده بیش از مقدار  $Q_s f_a$  گردد).

مشخصات هندسی مقطع برای محاسبه f :

بهتر است در مورد قطعات یا فشاری محوری f را با  $f_a$  که تنش موجود در قطعه فشاری است نشان داد. مقدار  $f_a$  بر اساس سطح مقطع واقعی محاسبه خواهد شد. مقدار ضریب تعدیل  $Q_a$  به صورت زیر معین می‌گردد.

$$Q_a = \frac{\text{سطح مؤثر}}{\text{سطح موجود}} = \frac{A_e}{A_g} \quad (60-6)$$

مقدار سطح مؤثر از رابطه زیر معین خواهد شد.

$$A_e = A_g - \sum (b - b_e) t \quad (61-6)$$

چون کلیه ستونها از ابتدا دارای انحنای مختصری بوده و یا بارهای وارده دارای خروج از مرکزیتی می‌باشند، بدین جهت ضریب اطمینان موجود باید نشان دهنده وضعیت موجود باشد. در مورد ستونهای کوتاه که در آنها خروج از مرکزیت بار اندک بوده و یا تأثیر تنش‌های پس‌ماند در آنها ناچیز است بنظر نمی‌رسد که اخذ ضریب اطمینانی بیشتر از ضریب اطمینان قطعات کششی یعنی ۱/۶۷ مورد نیاز باشد ( در آئین‌نامه AISC ). هر قدر ضریب لاغری قطعه بزرگتر باشد تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی بار، خمیدگی اولیه ستون و ضریب طول مؤثر (۱) بیشتر خواهد بود. بدین جهت آئین‌نامه AISC مقدار ضریب اطمینان قطعات فشاری را بر اساس ضریب لاغری قطعه افزایش می‌دهد بنحوی که نهایتاً مقدار ضریب اطمینان ۱۵٪ بیش از مقدار اولیه آن گردد یعنی به ۱.۹۲ برسد. این آئین‌نامه برای اینکه مقدار ضریب اطمینان را از مقدار اولیه آن ۱/۶۷ برای  $F S = 1.92$  به  $\frac{K L}{r} = 0$  برای  $F S = 1.92$  برای

(1) effective length factor

$\frac{KL}{r} = C_c$  تغییر دهد برای تغییرات ضریب اطمینان معادله‌ای درجه سه به صورت زیر در نظر گرفته است:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{KL}{r C_c} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{KL}{r C_c} \right)^3 \quad (۶۲-۶)$$

مقدار ضریب اطمینان فوق الذکر در هر دو رابطه (۶-۴۳) و (۶-۴۴) یکبار برده خواهد شد.

در مورد ستونهایی که ضریب لاغری آنها بیشتر از مقدار  $\frac{KL}{r} = C_c$  باشد، کماتش ستون به صورت ارتجاعی بوده و معادله الر تعیین کننده مقاومت ستون خواهد بود (در معادله (۶-۹) بایستی بجای  $E$  مقدار  $E_r$  قرار گیرد).

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{FS \left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (۶۳-۶)$$

رابطه (۶-۶۳) مقدار تنش مجاز ستونهای بلند را در سطح ناخالص آنها معین می‌کند. اگر

مقدار  $\frac{KL}{r} = C_c$  باشد مقدار ضریب اطمینان بر طبق رابطه (۶-۶۲) برابر با  $\frac{23}{11}$  (تقریباً ۱/۹۲) خواهد شد. لذا رابطه (۶-۶۳) به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (۶۴-۶)$$

رابطه (۶-۶۴) مقدار تنش مجاز را بر طبق ضوابط AISC برای ستونهای بلند ( $\frac{KL}{r} > C_c$ ) معین می‌کند.

برای قطعات درجه دوم و فرعی که منطقیاً مقدار ضریب اطمینان باید کمتر گرفته شود، آئین نامه AISC تنش مجاز این نوع قطعات را هرگاه دارای ضریب لاغری بیشتر از ۱۲۰ باشند ( $\frac{KL}{r} > 120$ ) بر طبق رابطه زیر معین می‌کند.

$$F_a = \frac{\text{معادله (۶-۵۸) و یا معادله (۶-۴۴)}}{\left( 1.6 - \frac{L}{200} \right)} \quad (۶۵-۶)$$

در رابطه (۶-۶۵) مقدار  $K$  برابر با واحد گرفته شده است. حال که اصول رابطه تنش مجاز ذکر گردید. در عمل برای محاسبات متعارف مقدار تنش مجاز از جدول (۶-۱) (برای فولاد نرمه) بدست خواهد آمد. بار دیگر یادآوری می‌شود که در ضوابط AISC مقاومت ستون در کماتش غیر ارتجاعی با استفاده از یک منحنی واحد که بر اساس مطالعات انجام شده در SSRC می‌باشد (منحنی شکل ۶-۱۸) استوار است. در حالی که عملاً "مقاومت ستون به نحوه تنش پس ماند، شکل مقطع ستون و محور خمش در کماتش بستگی خواهد داشت. امکان دارد که در ضوابط طراحی آینده از چندین منحنی جهت طراحی ستونها استفاده شود. جهت مطالعات بیشتر درین زمینه خواننده به مطالعه مرجع (9) دعوت می‌شود.

آئین نامه AISC از منحنی SSRC که عمدتاً بر روی ستونی با مقطع I شکل بال پهن استوار است استفاده می‌کند. مطالعه بیشتر این مطلب که چگونه به صورت مجاز می‌توان از این منحنی جهت طراحی سایر ستونها با مقاطع غیر بال پهن استفاده کرد خارج از موضوع کتاب می‌باشد. در هر صورت برای مطالعه مقاومت ستونهای قوطی شکل به مراجع (15, 16) توسط شرمن (۱) و به مراجع (21, 22) که توسط سی در (۲) و لئی (۳) و مرجع (23) که توسط چن (۴) و راس (۵) تدوین شده است مراجعه شود و برای ستونهای با مقطع مدور به مرجع (24) که توسط گالامبوس (۶) تدوین شده و برای ستونهای با مقطع نبشی و شکل به مرجع (25) که توسط آقایان کندی (۷) و مورتی (۸) تدوین شده است می‌توان مراجعه نمود.

#### ۶-۹ = طول مؤثر

تا کنون در بررسی مقاومت ستونها فرض نمودیم که دو سر ستون دارای وضعیت مفصلی بوده بنحوی که هیچگونه لنگر مقاومی در دو سر ستون وجود نداشته باشد. اگر امکان جایابی یک سر ستون نسبت به انتهای دیگر آن ممکن نباشد ارتفاع یک چنین ستونی که برابر طول

(1) Sherman

(3) Lee

(5) Ross

(7) Kennedy

(2) Snyder

(4) Chen

(6) Galambos

(8) Murty

مؤثر (کمانشی) (۱) ستون خواهد بود به عبارت دیگر در یک چنین ستونی  $K=1$  است. در اغلب ستونها لنگر مقاومی در هر یک از دو انتهای ستون وجود داشته و لذا نقاط عطف منحنی کمانش ستون در محلی غیر از دو انتهای ستون واقع می‌شود. فاصله بین نقاط عطف چه به صورت حقیقی و چه به صورت تخیلی طول مؤثر (یا طول معادل ستون دو سر مفصل) ستون را معین خواهد کرد.

در اغلب حالات ارزیابی مقدار لنگر مقاومی که از طرف قطعات منتهی به هر یک از دو سر ستون وصل می‌شوند و یا توسط پی ستون به انتهای ستون اعمال می‌شوند بسیار مشکل است.

چه طراح سازه قادر به تعیین مقدار لنگر مقاوم انتهای ستون با دقت بالا باشد و چه نباشد در هر صورت باید اختلاف بین قاب مهار شده (۲) و مهار نشده (۳) را کاملاً تشخیص دهد.

بر طبق ضوابط AISC یک قاب مهار شده به قابی اطلاق می‌شود که عدم امکان جابجایی جانبی توسط بادبندهای مناسب، دیوار برشی، سازه مهار شده دیگر و یا توسط کف و سقف مقاوم (نظیر کف و سقف بتنی) سازه که امکان جابجایی جانبی برای آن ممکن نباشد مهار شده باشد. در یک قاب مهار شده امکان جابجایی افقی برای یک سر ستون نسبت به انتهای دیگر آن ممکن نخواهد بود. کمانش یک ستون از قاب مهار شده بنحوی خواهد بود که همواره در طول ستون حداقل یک نقطه عطف در منحنی کمانشی ستون وجود خواهد داشت. اشکال کمانشی نشان داده شده در حالات (الف)، (ب) و (ج) از شکل (۶-۲۴) نمونه این نوع منحنی‌های کمانشی می‌باشد. اگر طول مؤثر  $L$  این ستونها را برابر با  $L$  بگیریم عملاً این انتخاب بسیار محافظه‌کارانه و برخی از مواقع منطقی خواهد بود زیرا که همواره مقدار ضریب  $K$  بین ۱ و ۵/۰ می‌باشد.

بر طبق ضوابط AISC یک قاب مهار نشده به قابی گفته می‌شود که میزان جابجایی جانبی قاب بستگی به صلبیت خمشی (۴) اتصالات تیر و ستون قاب داشته باشد. کمانش ستون در یک قاب مهار نشده همواره بنحوی خواهد بود که جابجایی یک سر ستون نسبت به انتهای دیگر آن ممکن باشد. حالات کمانشی (د)، (ه) و (و) از شکل (۶-۲۴) نشان دهنده کمانش ستونهایی از این نوع است. برای تعیین ضریب طول مؤثر  $K$  این نوع ستونها همواره انجام

(1) effective length      (2) braced frame

(3) unbraced frame      (4) bending stiffness

<p>منحنی کمانش ستون با خط چین نشان داده شده است</p>	الف	ب	ج	د	هـ	و
	مقدار نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0
مقدار محاسباتی K	0.65	0.80	1.0	1.2	2.1	2.0
شرایط تکیه‌گاهی	<p>بدون امکان دوران و انتقال</p> <p>دوران آزاد و انتقال غیر ممکن</p> <p>دوران غیر ممکن، انتقال آزاد</p> <p>دوران و انتقال آزاد</p>					

شکل (۶-۲۴) - ضریب طول مؤثر<sup>(۱)</sup> برای قطعات فشاری ساده با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل محاسباتی لازم خواهد بود، مقدار K برای این نوع ستونها همیشه بیش از واحد است. بجز حالت ستونی که دارای سر آزاد و انتهای گیردار می‌باشد (حالت (هـ) از شکل ۶-۲۴) در بقیه موارد عموماً انتخاب تخمینی مقدار K چندان رضایت‌بخش نخواهد بود. روش اصولی تعیین K درین حالات استفاده از نمودار ژولیان و لرنس<sup>(۲)</sup> است. منطق محاسباتی این نمودار در فصل مربوطه محاسبه قابهای صلب در جزئیات کامل آورده می‌شود.

نمودار ژولیان و لرنس

جهت استفاده ازین نمودار ابتدا باید مقدار  $G_A$  و  $G_B$  را به ترتیب برای دو انتهای

(1) effective-length factor

(2) Julian, Lawrence

A و B ستون به کمک روابط زیر محاسبه نمود.

$$G_B = \left( \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} \right)_{\text{گره B}} \quad G_A = \left( \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} \right)_{\text{گره A}} \quad (6-66)$$

و سپس با علم بر نوع قابی که ستون عضوی از آن قاب می‌باشد، نمودار صحیح را انتخاب کرده و مقدار K را معین کنیم. چون این نمودار با فرض ارتجاعی بودن نوع کمانش قابها تنظیم شده است بدین جهت برای ستونهایی که در مورد آنها  $C_c \leq \frac{KL}{r}$  باشد مقادیر G (یعنی  $G_A$  و  $G_B$ ) را باید بر طبق روابط زیر تصحیح نمود.

$$G_i = G_e \frac{F_a}{F'_e} \quad (6-67)$$

درین روابط  $G_i$  مقدار تصحیح شده G برای کمانش غیر ارتجاعی ستون است و مقدار  $G_e$  همان مقدار  $G_A$  و  $G_B$  بر طبق روابط (6-66) می‌باشد.  $F_a$  تنش مجاز ستون و  $F'_e$  تنش مجاز الر است.

$$F'_e = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (6-68)$$

برای تکیه‌گاه گیردار مقدار  $G=1$  و برای تکیه‌گاه مفصلی ستونها  $G=0$  گرفته خواهد شد. هرگاه انتهای دیگر تیری که به گره صلب یک انتهای ستون ختم می‌شود به گره صلبی ختم نشده باشد مقدار  $\frac{I_b}{L_b}$  مربوط به آن تیر را (در روابط 6-66) می‌بایستی در ضرایب تصحیح زیر ضرب نمود.

الف - هرگاه ستون عضوی از یک قاب مهار نشده باشد.

- هرگاه انتهای دیگر تیر به گره مفصلی ختم شود مقدار ضریب تصحیح برابر با 0/5 خواهد بود.

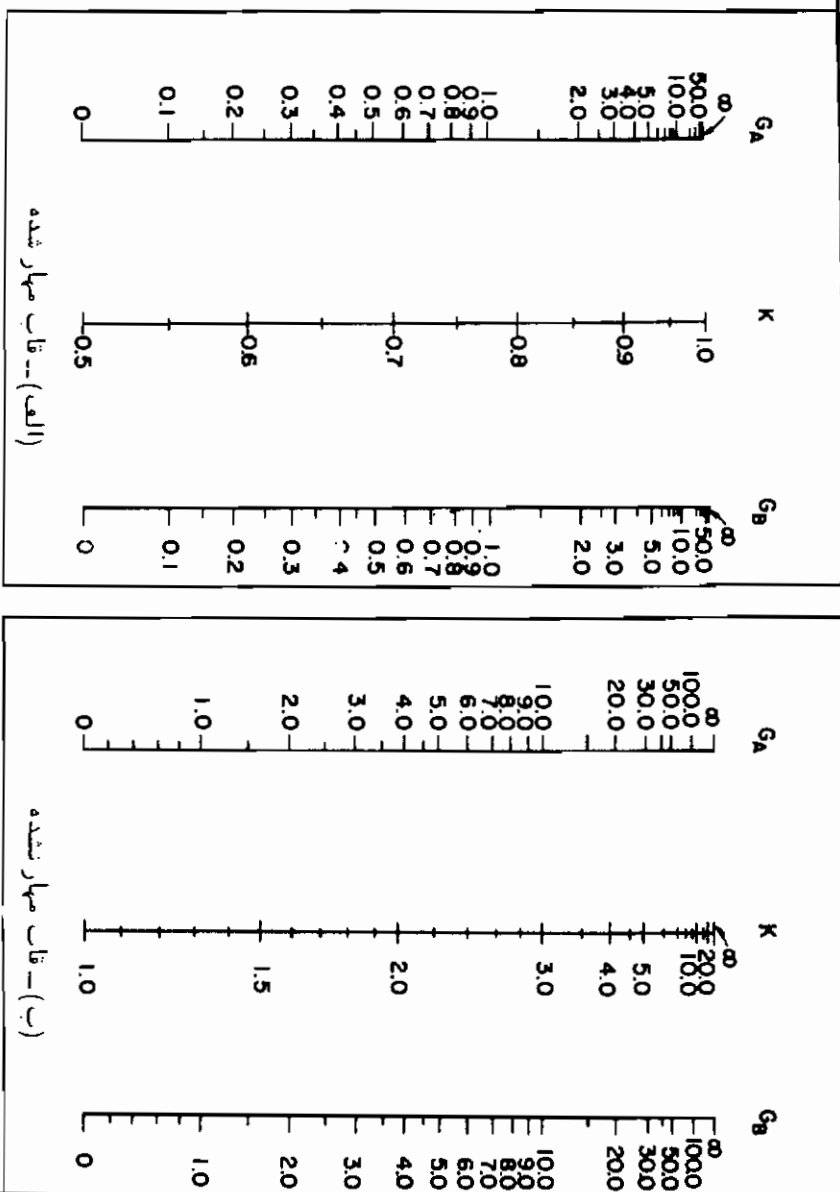
- هرگاه انتهای دیگر تیر به تکیه‌گاه گیردار ختم شود مقدار ضریب تصحیح برابر با 0/67 خواهد بود.

ب - هرگاه ستون عضوی از یک قاب مهار شده باشد.



اگر انتهای دیگر تیر به گره مفصلی ختم شود مقدار ضریب تصحیح برابر با  $1/5$  خواهد بود.

اگر انتهای دیگر تیر به تکیه‌گاه گیردار ختم شود مقدار ضریب تصحیح برابر با  $2/5$  خواهد بود.



شکل (۶-۲۵) - نمودار ضرایب تصحیح

گرچه مقدار طول مؤثر را برای مقاطع تحت اثر بار فشار محوری معین کرده‌ایم استفاده از فلسفه طول مؤثر مقاطع کمانش در قابهایی که اعضای آن قابها تحت اثر خمش و نیروی محوری قرار دارند بسیار گسترده می‌باشد. بجز طراحی ستونهایی که عضوی از یک قاب مهار شده می‌باشند که برای آنها مقدار  $K$  بصورت محافظه‌کارانه‌ای برابر با یک گرفته می‌شود. جهت طراحی ستونهایی که عضو قابهای مهار نشده می‌باشند طراح بایستی آشنایی و تسلط کافی بر نحوه کمانش آن نوع ستونها داشته باشد. در فصول آتی مطالب گسترده‌ای در جهت تفهیم نحوه کمانش انواع مختلف ستونها آورده خواهد شد.

خواننده‌ای که معلومات نسبی جهت تعیین طول مؤثر مقاطع فشاری از طریق اشکال (۶-۲۴) و (۶-۲۵) دارد میتواند برای محاسبه طول کمانش ستونهای پله‌ای از مرجع (۲۶) و برای محاسبه طول کمانش ستونی با لنگر میانی از مرجع (۲۷) و برای تعیین طول کمانش ستونهای قابهای شیب‌دار از مرجع (۲۸) استفاده کند. آنچه برای تصحیح مقدار نمودار زولیان ولرنس در کمانش غیرارجاعی ستونها گفته شد توسط یورا<sup>۱</sup> در مرجع (۲۹) به تفسیر آورده شد است. در همین زمینه آقایان دیسک<sup>۲</sup> و اسمیت<sup>۳</sup> بترتیب در مراجع (۳۰) و (۳۱) بحث‌های جامعی انجام داده‌اند. خلاصه‌ای از بحث این آقایان در فصل مربوط به طراحی قابها ذکر شده است.

برای تعیین مقدار ضریب  $K$  جهت مقاطع فشاری خرپاها، چون انتهای این مقاطع به گره صلب ختم شده و جابجایی یک سر قطعه نسبت به سر دیگر آن غیرممکن است لذا منطقاً مقدار  $K$  کمتر از یک خواهد بود. تحت اثر بار ایستا (استاتیکی) شدت تنش در کلیه مقاطع خرپا به یک میزان باقی خواهد ماند و اگر طراحی این مقاطع براساس وزن حداقل لازم باشد در این صورت شدت تنش در کلیه مقاطع فشاری حداقل نسبه برابر خواهد بود و در اثر افزایش بار زنده همه آن مقاطع در لحظه‌ای معین به بار نهایی خود خواهند رسید. بدین ترتیب در لحظه کمانش اثر مقاومت گره‌ها در برابر دوران خودبه‌خود منتفی شده و یا شدیداً تقلیل خواهد یافت. بدین جهت برطبق توصیه SSRC در صورتی که طراحی این نوع خرپاها برای وضعیت ثابتی از بارگذاری باشد بهتر است مقدار ضریب  $K$  را برای مقاطع فشاری خرپا برابر با یک گرفت. ولی اگر طراحی خرپا تحت اثر بارهای متحرک باشد چون مقاطع مختلف تحت اثر شدت‌های مختلف تنش قرار خواهد گردید در یک چنین مواردی برطبق توصیه SSRC

(1) Yura  
(3) Smith

(2) Disque

در صورتی که طراحی این نوع خرپاها برای وضعیت ثابتی از بارگذاری باشد بهتر است مقدار ضریب  $K$  را برای قطعات فشاری خرپا برابر با یک گرفت. ولی اگر طراحی خرپا تحت اثر بارهای متحرک باشد چون قطعات مختلف تحت اثر شدت‌های مختلف تنش قرار خواهند گرفت لذا مقاومت گره‌ها در برابر دوران انتهای قطعات فشاری خرپا همچنان حفظ خواهد گردید دریک چنین مواردی بر طبق توصیه SSRC میتوان مقدار  $K$  را برابر با  $0.85$  گرفت (مرجع 9).

#### ۶-۱۰ = طراحی نیمرخهای I شکل تحت اثر بار فشار محوری

اگر طراحی قطعات فشاری با استفاده از روش ارتجاعی مورد نظر باشد، چه قطعه فشاری از نیمرخ نورد شده و یا مقطعی مرکب از چند نیمرخ تشکیل شده باشد و چه از ضوابط AISC و یا از آئین‌نامه‌ای دیگر استفاده شود. در هر صورت تنش در مقطع ناخالص قطعه محاسبه خواهد شد. در همه موارد مقدار تنش مجاز بستگی به ضریب لاغری قطعه و تنش تسلیم فولاد مصرفی خواهد داشت. چون تنش مجاز قطعه بستگی به ضریب لاغری  $\frac{KL}{r}$  که در آن ۳ بسته به شکل مقطع قطعه متغیر است دارد، لذا طراحی قطعات فشاری روشی غیرمستقیم و به صورت سعی و خطا خواهد بود. روش محاسبه مراحل گام به گام زیر را خواهد داشت.

- ۱- تنش مجازی انتخاب کنید.
- ۲- براساس سطح مقطع معین شده، نیمرخ یا مقطعی انتخاب نمائید (بایستی انتخاب مقطع بنوعی باشد که ضابطه بند ۱-۹ آئین‌نامه AISC رعایت شود).
- ۳- براساس مقدار  $\frac{KL}{r}$  برای مقطع انتخاب شده، تنش مجاز را تعیین کنید.
- ۴-  $\frac{P}{A}$  را محاسبه کرده و آنرا با تنش مجاز مقایسه کنید.
- ۵- اگر  $\frac{P}{A}$  کمتر از تنش مجاز بوده و یا مقدار ۲ الی ۳ درصد بیشتر از آن باشد طراحی خاتمه یافته خواهد بود در غیر این صورت باید گام‌های ۱ الی ۵ را دوباره تکرار کرد.

#### مثال ۶-۱ =

سبکترین نیمرخ بال پهن متوسطی را که بعنوان ستونی دو سر مفصل بطول  $4/8$  متر بکار خواهد رفت مشخص کنید. بار وارده بر این عضو درجه اول ساختمان  $870$  کیلو نیوتن است. نوع فولاد نیمرخ بال پهن فولاد نرمه و این ستون عضوی از یک ساختمان مهار شده است.

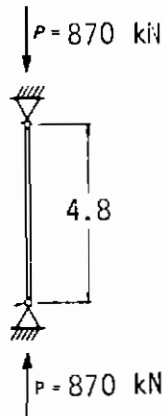
حل:

چون ستون دارای دو سر مفصلی است لذا با توجه به مندرجات شکل (۶-۲۴) مقدار

ضریب K برابر با واحد خواهد بود. لذا داریم:

$$KL = 1 \times 4.8 = 480 \text{ cm}$$

برای نیمرخهای نورد شده میتوان مقدار  $Q = 1$  گرفت و در صورت نیاز پس از اختیار نیمرخ ابعاد آنرا کنترل نمود. مقدار تنش محاز را (بار)  $F_a = 1100$  اختیار می‌کنیم.



شکل (۶-۲۶)

$$A > \frac{P}{F_a} = \frac{87000}{1100} = 79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IPB20}$$

چون کمانش حول محور  $y-y$  تعیین کننده خواهد بود، لذا با توجه به مقدار  $r_y$  طول کمانش ستون را محاسبه می‌کنیم.

$$r_y = 5.07 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 480}{5.07} = 94.7$$

$$C_c = \frac{6390}{\sqrt{F_y}} = 132$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{94.7}{132.0} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{94.7}{132.0} \right)^3 = 1.89$$

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[ \frac{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right] \quad 917 \text{ bar} < 1100$$

معلوم است که IPB20 ضعیف خواهد بود دیگری انتخاب می‌کنیم.

IPB22

$$r_y = 5.59 \text{ cm}$$

جدول (۶-۱) - تنش مجاز قطعات فشاری (از فولاد نرمه موجود  $F_y = 2333 \text{ bar}$ )

	$\lambda = \frac{KL}{r} > \left[ C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} \right]$		$\lambda = \frac{KL}{r} < \left[ C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} \right]$								
	$F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$		$F_a = \frac{(1 - \frac{\lambda}{2C_c}) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{\lambda}{8C_c} - \frac{\lambda^3}{8C_c^3}}$								
$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
0	1400	1396	1395	1393	1390	1387	1385	1382	1379	1376	0
10	1373	1370	1367	1364	1361	1357	1354	1351	1347	1343	10
20	1339	1335	1332	1328	1324	1320	1316	1312	1308	1304	20
30	1300	1296	1291	1287	1283	1278	1274	1269	1264	1260	30
40	1255	1250	1245	1240	1235	1230	1225	1220	1215	1210	40
50	1205	1199	1194	1189	1183	1178	1172	1167	1161	1155	50
60	1150	1144	1138	1132	1126	1120	1114	1108	1102	1096	60
70	1090	1084	1078	1072	1065	1059	1053	1046	1040	1033	70
80	1026	1019	1013	1006	999	992	986	979	972	965	80
90	957	950	943	936	929	922	914	907	900	892	90
100	885	877	869	862	854	846	839	831	823	815	100
110	807	799	791	783	775	767	759	750	742	734	110
120	725	717	709	700	692	683	674	665	656	648	120
		721	716	710	705	700	695	689	684	679	
130	638	629	620	611	602	593	585	576	568	560	130
	672	666	660	654	648	641	635	630	624	618	
140	552	544	536	529	521	514	507	500	494	487	140
	613	608	603	598	593	588	583	579	574	570	
150	481	474	468	462	456	450	444	439	433	428	150
	565	561	557	553	549	546	542	538	535	531	
160	422	417	412	407	402	397	392	388	383	379	160
	526	525	522	518	515	513	510	507	504	501	
170	374	370	366	361	357	353	349	345	341	337	170
	499	496	494	492	489	487	485	483	481	479	
180	334	330	326	323	319	316	313	309	306	303	180
	477	475	473	471	470	468	467	465	464	462	
190	300	296	293	290	287	284	281	279	276	273	190
	461	460	458	457	456	455	454	453	452	451	
200	270										200
	451										

برای  $\lambda > 120$  دو عدد بتوان تنش مجاز ذکر شد است عدد اول که بالای دوم قرار دارد تنش مجاز در قطعات فشاری درجه اول و عدد دوم که حاصل ضرب عدد اول در ضریب  $(1.6 - \frac{\lambda}{200})$  است، تنش مجاز قطعات فشاری درجه دوم نظیر بادبندها می‌باشد.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 480}{5.59} = 85.9 \Rightarrow F_a = 985 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{87000}{91} = 956 \text{ bar} < 985 \text{ ok OK.}$$

چون اکثر نیمرخهای نورد شده مورد دسترس در ایران از نوع فولاد نرمه است، لذا برای تعیین تنش مجاز این نوع نیمرخها میتوان از جدول (۶-۱) که برای (بار)  $F_y = 2323$  تنظیم شده است استفاده نموده و از محاسبات خسته کننده تعیین تنش مجاز اجتناب نمود.

مثال ۶-۲ =

سیکترین نیمرخ بال پهنی را که بعنوان قطعه اصلی بکار خواهد رفت معین کنید. این قطعه که بار فشاری محوری برابر با ۷۰۰ کیلونیوتن تحمل می‌کند، مطابق شکل دارای ارتفاعی برابر با ۹ متر می‌باشد. فرض می‌شود در جهت ضعیف کمانشی دارای تکیه‌گاهی در وسط ارتفاع می‌باشد. این قطعه دارای تکیه‌گاهی مفصلی در دو انتهای خود بوده و عضوی از یک قاب مهار شده است.

حل:

برای کمانش حول محور  $x$ ،  $K=1$  و برای کمانش حول محور  $y$ ،  $K=\frac{1}{2}$  خواهد بود. تنش مجازی برابر با (بار)  $F_a = 1000$  انتخاب می‌کنیم.

$$A = \frac{P}{F_a} = \frac{70000}{10000} = 70.0 \text{ (سانتیمتر مربع)}$$

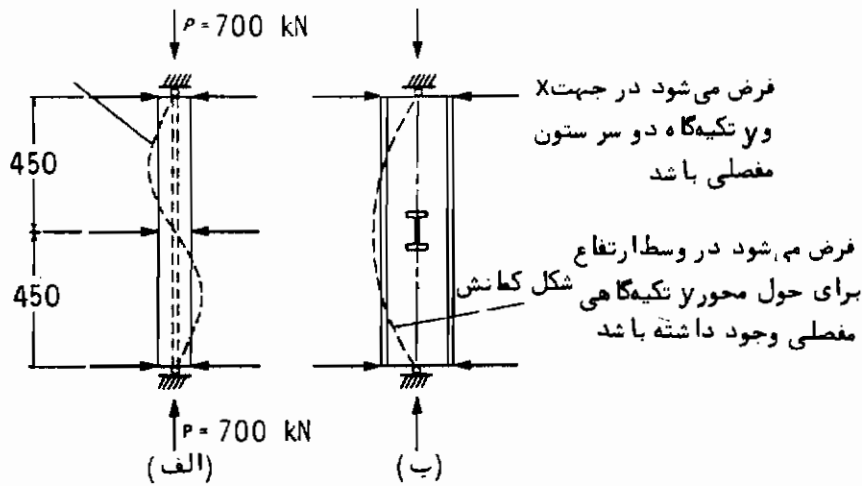
با این سطح مقطع IPB20 انتخاب خواهد شد.

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{0.5 \times 900}{5.07} = 88.8$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 900}{8.54} = 105.4$$

کمانش حول محور  $x-x$  تعیین کننده خواهد بود.

$$\lambda_{\max} = 105.4 \Rightarrow F_a = 842 \text{ bar} < f_a = 896$$



شکل (۶-۲۷)

حال IPB22 را امتحان می کنیم .

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 900}{9.43} = 95.4$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{0.5 \times 900}{5.59} =$$

$$\lambda_{\max} = 95.4 \Rightarrow F_a = 918 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{70000}{91} = 769 < 918 \text{ OK.}$$

پس میتوان IPB22 بکار برد .

مثال ۶-۳ =

سیکترین IPB لازم برای ستونی با ارتفاع ۶/۵ متر که باری فشاری برابر با ۱۳۰۰ کیلو نیوتن را تحمل می کند معین کنید . این ستون عضوی از یک قاب مهار شده بود دارای سرمفصلی

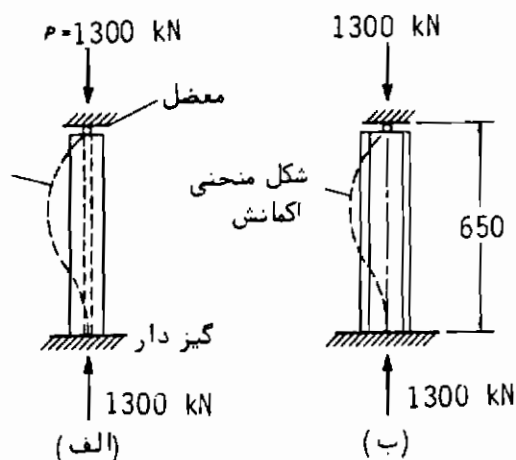
و انتهای گیردار است.

حل :

برای کمانش حول محور (x - x) شکل (۶ - ۲۸) و برای کمانش حول محور (y - y) شکل (۶ - ۲۸ الف) و دو مقدار K برابر با ۰/۸۵ (شکل ۶ - ۲۴) خواهد بود. با فرض تنش مجاز برابر با (بار)  $F_a = 1000$  خواهیم داشت.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{130000}{1000} = 130 \text{ cm}^2$$

با این سطح مقطع IPB28 را امتحان می‌کنیم.



شکل (۶ - ۲۸)

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{0.80 \times 650}{7.09} = 73.3$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{0.85 \times 650}{12.1} = 45.7$$

$$\lambda_m = \lambda_y = 73.3 \Rightarrow F_a = 1070 \text{ bar}$$

حال همین مقطع را از نظر تنش کنترل می‌کنیم.

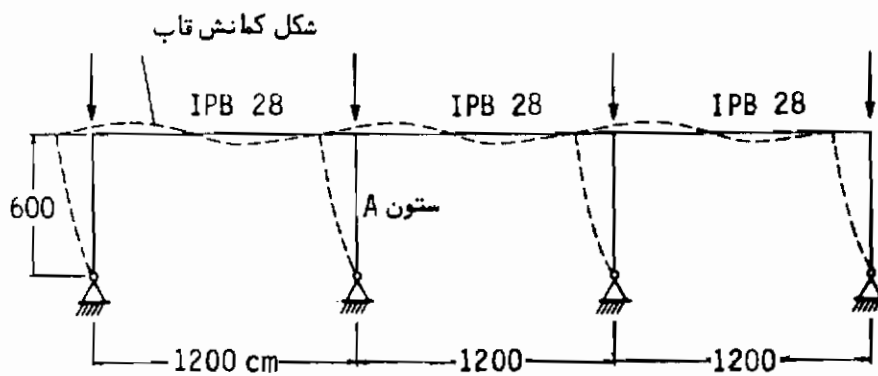


$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{130000}{131.4} = 989 \leq 1070 \quad \text{OK.}$$

اگر IPB 26 را کنترل کنیم مطمئناً قابل قبول نخواهد بود لذا انتخاب نهایی همان خواهد بود.

مثال ۶-۴ =

ستون A را که عضوی از یک قاب مهار نشده است (شکل ۶-۲۹) طرح کنید. این ستون باری برابر با ۱۲۰۰ کیلو نیوتن تحمل می کند. کمانش در صفحه قاب مورد محاسبه قرار خواهد گرفت. ارتفاع این ستون ۶/۳ متر است. طول کمانش ستون در صفحه عمود بر قاب برابر با ۶/۰ متر خواهد بود.



شکل (۶-۲۹)

حل:

گرچه طراحی ستونی از یک قاب تحت اثر بار محوری تنها عموماً "بسیار نادر است"، با این وجود طراحی برخی از ستونهای میانی که بصورت متقارن بار شده باشند میتواند تنها تحت اثر بار محوری انجام گیرد.

با فرض اینکه  $K_y L_y = 6/0$  باشد. نیمرخی برای ستون محاسبه می کنیم. تنش مجازی برابر با (بار)  $F_a = 1000$  انتخاب می کنیم.

$$A > \frac{P}{F_a} = \frac{120000}{1000} = 120 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{IPB26}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_x} = \frac{600}{6.58} = 91.2 \Rightarrow F_a = 949 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{120000}{118.4} = 1014 \text{ bar} > F_a \quad \text{N.G.}$$

پس بناچار IPB28 انتخاب خواهد شد.  
حال در صفحه قاب ستون فوق را طرح می‌کنیم.

$$G_{yL} = \frac{\frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{19270}{600}}{2 \times \frac{19270}{1200}} = 1 \quad G_{10}$$

با استفاده از شکل (۶-۲۵) مقدار  $K_x = 1.9$  خواهد بود.

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.9 \times 600}{12.1} = 94.2 \Rightarrow F_a = 928 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{120000}{131.4} = 913.2 < 928 \quad \text{O.K.}$$

چون  $\lambda_x < G_c = 133/3$  است لذا کمانش در صفحه قاب غیر ارتجاعی بوده و بایستی مقدار تنش مجاز ستون در صفحه قاب تصحیح شود.  
از رابطه (۶-۶۸) داریم.

$$F'_e = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^5}{94.2^2} = 1218 \text{ bar}$$

از رابطه (۶-۶۷) خواهیم داشت.

$$G_{yL} = 1 \times \frac{928}{1218} = 0.76$$

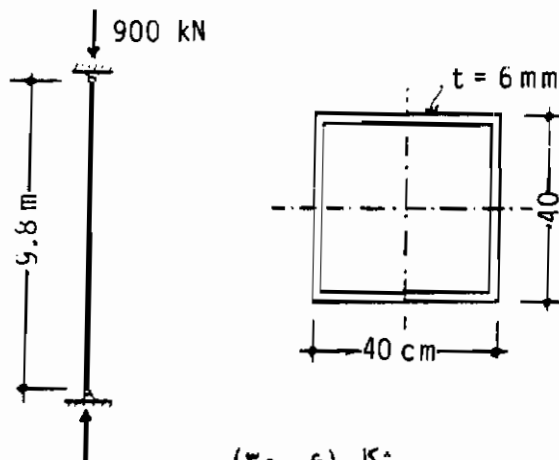
حال بار دیگر ضریب K را از نمودار شکل (۶-۲۵) محاسبه می‌کنیم.

$$K_x = 1.82$$

$$\lambda_x = \frac{1.82 \times 600}{12.1} = 90.2 \Rightarrow F_a = 956 \text{ bar}$$

مثال ۶-۵ =

ستونی مطابق شکل (۶-۳۰) مفروض است. معین کنید که آیا مقطع شکل زیر برای بار وارده کفایت می‌کند یا خیر.



شکل (۶-۳۰)

حل :

برای بررسی کمانش ستون فوق‌الذکر ابتدا مشخصات هندسی لازم ستون را معین می‌کنیم

$$A = 94.56 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 24471 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 16.09 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1.980}{16.09} = 60.9 \Rightarrow F_a = 1145 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{90000}{94.26} = 951.8 \text{ bar} < 11450K$$

ار نظر کمانش کلی ستون تنش مجاز کافی است، بهتر است مقدار ضریب Q را برای این سیمرخ بررسی کنیم. فرض می‌کنیم که:

$$f = F_a \approx 950 \text{ bar}$$

$$b_e = \frac{2100t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{418}{\frac{b}{t}\sqrt{f}} \right] = \frac{2100 \times 0.6}{\sqrt{950}} \left[ 1 - \frac{418}{\frac{40}{0.6}\sqrt{950}} \right] = 32.6 \text{ Cm}$$

$$A_e = A_g - \sum (b - b_e)t = 94.56 - 4(40 - 32.6 \times 0.6) = 76.71 \text{ Cm}$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{76.71}{94.56} = 0.811 \quad C_c = \frac{6390}{\sqrt{QF_y}} = 147$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{KL}{rC_c} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{KL}{rC_c} \right)^3 = 1.81$$

$$F_a = \frac{QF_y}{FS} \left[ 1 - \frac{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right] = 954 < 951.8$$

دیده می‌شود که میتوان عملاً "سیمرخ فوق‌الذکر را برای بار وارده کافی دانست."

مثال ۶-۶ =

در دو قاب شکل (۶-۳۱) مقدار ضریب طول کمانشی  $\kappa$  را برای ستون AB معین کنید.

حل:

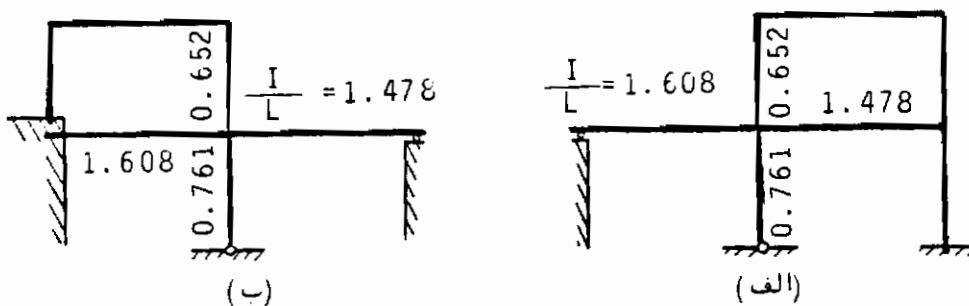
برای قاب شکل (۶-۳۱ الف) داریم:

$$G_A = \frac{0.652 + 0.761}{0.5 \times 1.608 + 1.478} = 0.62$$

$$G_B = 1$$

با توجه به نمودار شکل (۶-۲۵) با حالت قاب مهار نشده، مقدار ضریب  $K$  خواهد شد

$$K = 1/26$$



شکل (۶-۳۱)

برای قاب شکل (۶-۳۱ ب) خواهیم داشت.

$$G_A = \frac{0.652 + 0.761}{2 \times 1.608 + 1.5 \times 1.478} = 0.26 \quad G_B = 10$$

از نمودار شکل (۶-۲۵) با حالت قاب مهار شده مقدار ضریب  $K$  خواهد شد.

$$K = 0.76$$

#### ۶-۱۱ = فرمول‌های طراحی براساس سایر آئین‌نامه‌ها

فرمول‌های متعددی جهت محاسبه مقاومت ستونها توسط آئین‌نامه‌های مختلف ارائه شده است. فرمول محاسباتی براساس خط مستقیم که توسط جانسن<sup>۱</sup> (مرجع ۳۲) در سال ۱۸۸۶ میلادی ارائه گردید بصورت گسترده‌ای طی سالهای متعددی مورد استفاده قرار گرفت. علی‌الاصول یک چنین فرمول‌هایی بمنظور تطابق منحنی مقاومت ستونها با نتایج آزمایشات تجربی با قصد محاسباتی محافظه‌کارانه مطرح می‌گردید.

(1) T.H. Johnson

ضوابط AASHTO-77<sup>۱</sup>

معادلاتی که توسط ضوابط 77 - AASHTO (مرجع 331) در طراحی ارتجاعی ستونها برای محاسبه ستونهای با بار فشار محوری در نظر گرفته شده است همان منطق SSRC رادنبال می‌کند با این تفاوت که ضریب اطمینان انتخابی توسط این آئین‌نامه بیشتر از آئین‌نامه AISC است. زیرا که قطعات مورد طرح توسط این آئین‌نامه عموماً "تحت تأثیر بارهای جنبشی (دینامیک) قرار دارند. حد و مرز کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی با  $C_c$  (معادله ۶ - ۴۲) معین شده‌ولی برای قطعات فشاری با لاغری  $\frac{KL}{r} \leq C_c$  از رابطه زیر استفاده خواهد شد.

$$F_a = \frac{F_y}{2.12} \left[ 1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (6-69)$$

و برای لاغری  $\frac{KL}{r} > C_c$  از رابطه زیر استفاده خواهد شد.

$$F_a = \frac{E}{2.12 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (6-70)$$

در این ضوابط ضریب اطمینان ستونها (یعنی ۲/۱۲) ۱۶ درصد بیشتر از ضریب اطمینان انتخابی برای قطعات کششی یعنی ۱/۸۲ می‌باشد.

فرمول سکانت<sup>۲</sup>

فرمول سکانت را میتوان برای هر ضریب لاغری از ستون اعمال نمود. در این فرمول اگر فرض شود که انحراف از کمانش ارتجاعی صرفاً "بخاطر شکل خمیده" اولیه ستون و یا خروج از مرکزیت اتفاقی آن می‌باشد، رابطه‌ای منطقی را بدست خواهد داد. همانگونه که قبلاً نیز ذکر شده امروزه معلوم شده است که علت اصلی کمانش غیرارتجاعی تأثیر تنش پس ماند نیمرخ ستونهاست و بدین جهت استفاده از فرمول سکانت دیگر اهمیت سالیهای متعددی اولیه خود را از دست داده است.

(1) American Association of State Highway and Transportation officials. (2) Secant

رابطه‌ای که برای تنش حداکثر در قطعه‌ای از سازه که تحت اثر نیروی فشار محوری و خمشی یکنواخت در طول قطعه قرار دارد (شکل ۶-۳۲) با رابطه (۶-۷۱) نشان داده خواهد شد.

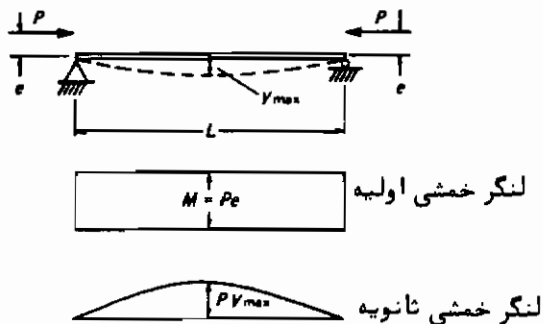
$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \sec \frac{kL}{2} \quad (۶-۷۱)$$

درین رابطه  $k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$  می‌باشد. این رابطه از حل معادله دیفرانسیلی که دارای لنگر خمشی ثابتی برابر با  $P_e$  که خود حاصل از خروج از مرکزیت ثابت نیروی محوری در دو انتها است با اضافه لنگر خمشی ثانویه‌ای که حاصل ضرب نیروی محوری در تغییر مکان تیراست بدست آمده است. اگر حداکثر تنش  $f$  را تنش تسلیم فولاد قرار دهیم، رابطه (۶-۷۱) به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$F_y = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{eA}{S} \sec \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}} \right) \quad (۶-۷۲)$$

اگر مقدار خروج از مرکزیت بار را حتی زمانی که از محوری بودن آن مطمئن باشیم برابر با ۰/۲۵ (یعنی ۰/۲۵  $\frac{eA}{S}$ ) بگیریم و بجای  $I$  مقدار آن را  $(I = Ar^2)$  قرار دهیم خواهیم داشت.

$$F_y = \frac{P}{A} \left( 1 + 0.25 \sec \frac{L}{2r} \sqrt{\frac{P}{EA}} \right) \quad (۶-۷۳)$$



شکل (۶-۳۲) - بارگذاری و لنگر خمشی برای فرمول سکانت

با در نظر گرفتن ضریب اطمینانی مناسب، مقدار تنش مجاز متوسط در سطح ناخالص مقطع به صورت زیر معین خواهد شد.

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{F_y}{FS(1+0.25 \text{Sec} \frac{L}{2r} \sqrt{\frac{F_a(FS)}{E}})} \quad (۷۴-۶)$$

این رابطه مشابه رابطه‌ایست که سازه‌های متعادی حتی تا سازه‌های اخیر توسط ضوابط مربوط به طراحی پل‌های بزرگ راه و راه‌آهن در آمریکا بکار برده می‌شد. در رابطه (۷۴-۶) مقدار  $K$  طول مؤثر  $KL$  قطعه می‌باشد که در آن مقدار  $K$  برای قطعات با انتهای پرچی برابر با  $0.75$  و برای قطعات با انتهای سوزنی<sup>۱</sup> برابر با  $0.875$  گرفته خواهد شد. ضریب اطمینان محاسباتی برابر با  $1/80$  گرفته شده است.

سایر فرمول‌های طراحی ستونها را میتوان در سایر کتب طراحی نظیر مراجع (34, 35) بدست آورد.

مثال ۶-۷ =

برای ستون شکل (۶-۲۶) که در مثال (۶-۱) مورد بحث قرار گرفت و برای آن نیمرخ بال پهنی برابر با IPB22 محاسبه گردید. تنش مجاز را با استفاده از رابطه (۷۴-۶) معین کنید. ضریب اطمینان برابر با  $1/77$  است.  
حل :

$$L = 0.875(480) = 420 \quad \text{Cm}$$

$$FS = 1.77 \quad \text{برای فولاد نرمه}$$

$$\frac{L}{2r} = \frac{420}{2 \times 5.59} = 37.6$$

$$F_a = \frac{2333}{1.77 \left[ 1 + 0.25 \text{Sec} \left( 37.6 \sqrt{\frac{F_a(1.77)}{21 \times 10^5}} \right) \right]}$$

$$F_a = \frac{1318}{1 + 0.25 \text{Sec} (0.0345 \sqrt{F_a})}$$

(1) pinned ends



این رابطه با سعی و خطا حل خواهد شد.

$F_a = 1000$	bar	Sec 1.091 = 2.17	$F_a = 855$	bar
$F_a = 900$		Sec 1.035 = 1.96	$F_a = 885$	
$F_a = 890$		Sec 1.029 = 1.94	$F_a = 888$	
$F_a = 888$		Sec 1.028 = 1.94	$F_a = 888$	

دیده می‌شود که این تنش مجاز کمتر از تنش مجاز معین شده توسط AISC می‌باشد. این مثال بمنظور نشان دادن نحوه استفاده از فرمول سکانت و خاطر نشان کردن نحوه شکل تعیین تنش مجاز توسط این فرمول ارائه شده است.

#### ۶-۱۲ = تأثیر برش در بار بحرانی ستونها

وقتی دو یا چند قطعه توسط بست‌های چپ و راست<sup>۱</sup> و یا پیوندهای افقی<sup>۲</sup> بیکدیگر متصل میشوند غرض اینست که آن دو یا چند قطعه بمانند قطعه واحدی عمل کند. وقتی قطعه فشاری خمش پیدا می‌کند موءلفه برشی نیروی محوری معنا پیدا می‌کند. میزان تأثیر برش در تقلیل مقاومت ستون متناسب با میزان تغییر شکل حاصل از برش در ستون خواهد بود. تغییر شکل حاصل از برش در ستونهای مرکب از تک نیمرخ I شکل بسیار کمتر از تغییر شکل حاصل از برش در ستونهای با بست چپ و راست و یا پیوند دار شکل (۶-۲۳) می‌باشد.

چنانکه بعدها خواهیم دید تأثیر برش در تقلیل مقاومت ستونها در صورتی که نیمرخ ستون دارای جان پرویکسره باشد بسیار ناچیز است و براحتی میتوان از تأثیر آن صرف نظر نمود در صورتیکه در ستونهای بست دار هرگز نمیتوان از میزان تقلیل مقاومت ستون صرف نظر کرد.

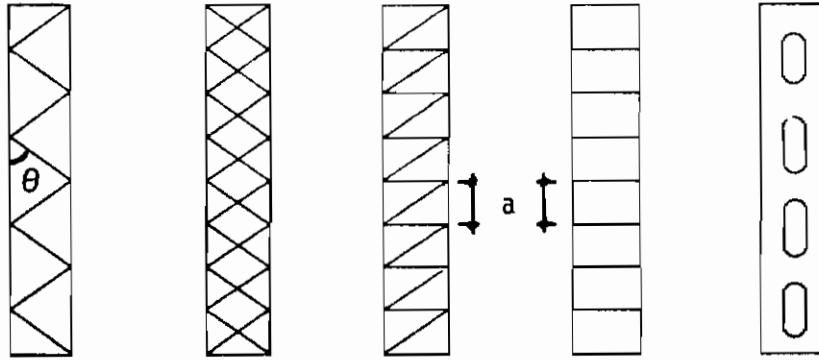
بمنظور در نظر گرفتن تأثیر برش باید انحنای حاصل از برش را به انحنای کمانشی اضافه نمود تا انحنای کل ستون بدست آید. از قبل میدانیم که:

$$v = \frac{dM_z}{dZ} = P \frac{dy}{dZ} \quad (۶-۷۵)$$

مقدار  $M_z$  از رابطه (۶-۱) با در نظر گرفتن شکل (۶-۱) بدست آمده است.

(1) lacing bars

(2) battens



(الف) بست چپ و راست ساده  
 (ب) بست چپ و راست دولبه  
 (ج) پیوند افقی چپ راست با بست چپ و راست  
 (د) پیوندهای افقی  
 (ه) ورق‌های سوراخ‌دار

شکل (۶-۳۳) - انواع ستون‌های بست‌دار

شیب منحنی تغییرشکل حاصل از برش برابر است با :

$$\theta = \frac{\text{تنش برشی}}{\text{مدول برشی}} = \frac{\beta V}{AG} \quad (۶-۷۶)$$

در این رابطه  $\beta$  ضریبی است که بستگی به شکل مقطع ستون دارد. سهم برش در انحنای ستون خواهد شد.

$$\frac{d\theta}{dz} = \frac{\beta}{AG} \frac{dV}{dz} = \frac{P\beta}{AG} \frac{d^2y}{dz^2} \quad (۶-۷۷)$$

انحنای کل حاصل جمع دو رابطه (۶-۳) و (۶-۷۷) خواهد بود.

$$\frac{d^2y}{dz^2} = - \frac{Py}{EI} + \frac{P\beta}{AG} \times \frac{d^2y}{dz^2} \quad \text{لذا داریم:}$$

$$\frac{d^2y}{dz^2} + \frac{P}{EI} \left( \frac{1}{1 - \frac{P\beta}{AG}} \right) y = 0 \quad (۶-۷۸)$$

این معادله همان شکل معادله (۶-۳) را دارد لذا بار بحرانی حاصل از حل معادله فوق به صورت زیر خواهد بود.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\beta}{AG} \frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)} \quad (۶-۷۹)$$

برطبق آنچه در مقاومت ستونها گفته شد، درین رابطه میتوان  $G$  و  $E$  را با مقادیر مدول معاس  $G_t$  و  $E_t$  بنحویکه  $\frac{E_t}{G_t} = 2(1 + \mu)$  باشد جایگزین کرد و مقدار  $L$  را با مقدار طول مؤثر  $KL$  جایگزین نمود. بدین ترتیب میتوان تنش بحرانی را با رابطه زیر نشان داد.

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\alpha \frac{KL}{r}\right)^2} \quad (۶-۸۰)$$

درین رابطه مقدار  $\alpha$  به صورت زیر خواهد بود.

$$\alpha = \sqrt{1 + 2(1 + \mu) \frac{\pi^2 \beta}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}} \quad (۶-۸۱)$$

بدین ترتیب دیده میشود که تأثیر برش در مقاومت ستون به صورت ضریبی در تغییر طول مؤثر ستون نشان داده شده است. در ستونهای با مقطع بال پهن اگر کمانش ستون حول محور ضعیف آن اتفاق افتد مقدار متوسط  $\beta$  برابر با ۲ خواهد بود. اگر برای فولاد  $\mu = 0.3$  گرفته شود ضریب  $\alpha$  به صورت زیر محاسبه خواهد شد.

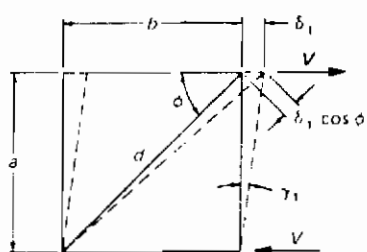
$\frac{KL}{r} = 50$	$\alpha = 1.01$
$= 70$	$= 1.005$
$= 100$	$= 1.003$

در ستونهایی که دارای ضریب لاغری کمتر از ۵۰ هستند عملاً "تنشهایی بر حسب جاری شدن فولاد معین میشود لذا تأثیر برش در ستونهای مرکب از نیمرخهای [۱] شکل معادل افزایشی

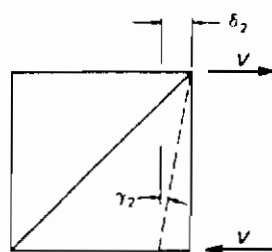
برابر با حداکثر یک درصد در طول مؤثر ستون خواهد بود که از این تأثیر ناچیز برش‌میتوان با اطمینان خاطر صرف‌نظر نمود .

### ستونهای بست‌دار<sup>۱</sup>

بست‌های چپ و راست و با پیوندهای افقی که بمنظور متصل نمودن قطعات اصلی طولی فشاری بیکدیگر بکار می‌روند ، خود نیز تحت تأثیر تغییرشکل محوری قرار دارند . بعنوان مثال در شکل ( ۶ - ۳۴ الف ) ازدیاد طول بست قطری سبب میشود که در طول پانلی  $a$  قطعه شیبی برابر با  $\gamma_1$  پیدا کند و در شکل ( ۶ - ۳۴ ب ) دیده میشود که کوتاه شدن میله افقی سبب میشود که در طول پانلی  $a$  قطعه شیبی برابر با  $\gamma_2$  پیدا کند . چون سطح مقطع بست‌ها در مقام مقایسه



الف - تأثیر ازدیاد طول میله قطری



ب - تأثیر تقلیل طول میله افقی

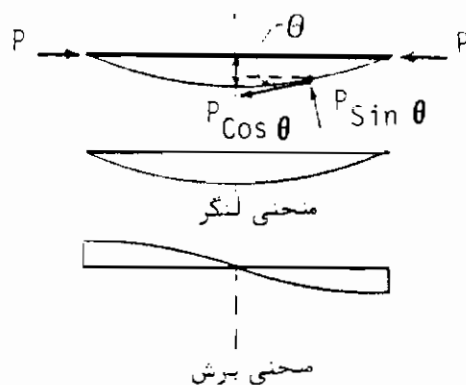
### شکل ( ۶ - ۳۴ ) تغییر شکل برشی در ستون بست‌دار

بسیار کم است لذا سختی آنها در برابر برش عرضی نسبت به جان‌پرستونهای با مقطع پیربسیار ناچیز خواهد بود . بررسی جامع مقاومت ستونهای با بست چپ و راست ، پیوندهای افقی و یا با ورقهای سوراخ‌دار در کتاب راهنمای SSRC (مرجع 9) و در مراجع ( 36 - 38 ) به تفسیر بحث شده است .

در طراحی ستونهای بست‌دار باید شرایط زیر را مورد توجه قرار داد : کمانش کل ستون تحت فشار محوری ، کمانش و یا جاری شدن هر یک از اعضای اصلی<sup>۲</sup> ستون ، مقاومت هر یک از قابهای حاصل از بست‌ها و اعوجاج مقطع ستون که به ترتیب در شکل‌های ( ۶ - ۳۴ الف - ب ج و د ) نشان داده شده است .

(1) latticed Column      (2) main Segment

مقاومت کمانشی ستون مرکب - مقاومت کمانشی ستونهای بست دار کمتر از ستونی است که از یک نیم‌مرح واحد تشکیل شده و دارای همان سطح مقطع و لاغری باشد. علاوه بر این چون ستون با یک نیم‌مرح دارای ابعادی ضخیم‌تر می‌باشد لذا خطر کمانش موضعی نیز ندارد. وقتی سویی حول محور طولی خود خمش پیدا می‌کند (شکل ۶-۳۵) در مقاطع آن ستون برشی



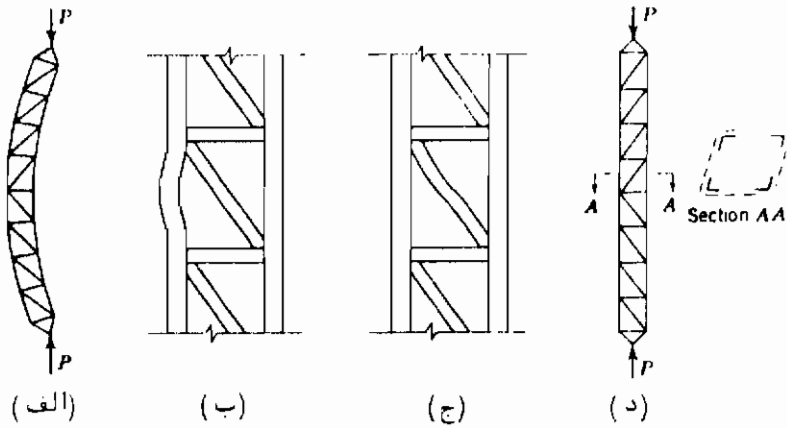
شکل (۶-۳۵)

برابر با  $V = P \cos \theta$  بوحود می‌آید که موافقاً برشی نیروی  $P$  است. این نیروی برشی سبب تغییر شکل در بست‌های ستون شده که بنوبه خود سبب تقلیل سختی کل ستون و لذا پائین آمدن مقاومت کمانشی آن میگردد. دیدیم که (رابطه ۶-۸۰) مقاومت کمانشی یک ستون دوسرهمفصل را که تحت نیروی فشار محوری واقع شده باشد با

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\alpha \frac{KL}{r}\right)^2} \quad (۸۰-۶)$$

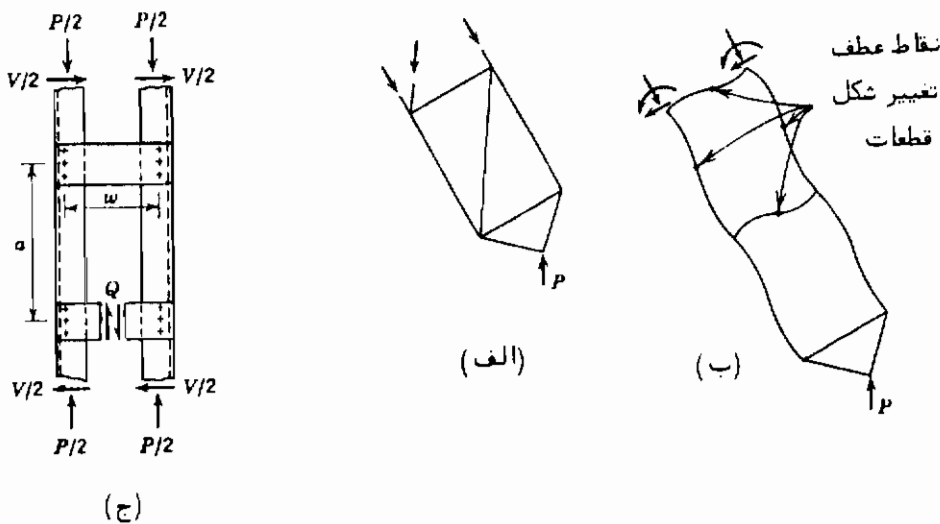
نشان میدهد. در این رابطه مقدار  $\frac{I}{\alpha^2}$  را سختی تقلیل یافته ستون خواهیم نامید. مقدار  $\alpha$  را برای ستونهای بست دار میتوان با روشهایی که بصورت تقریبی تغییر شکل بست ستون را معین می‌کند محاسبه نمود.

(1) reduced Stiffness



شکل (۶-۳۶) - (الف) کمانش کل ستون (ب) کمانش یک عضو اصلی (ج) مقاومت یک قاب بست دار (د) اعوجاج ستون

در ستونی که دارای بست چپ و راست است فرض می‌شود که عملکرد بست‌ها تحت اثر نیروی  $V$  درست بمانند یک خرپا با اتصالات مفصلی باشد (شکل ۶-۳۷ الف) و در ستونهای



شکل (۶-۳۷) شکل خمیده ستونهای بست‌دار

با نبود افقی فرض مستود که سروی ۷ کمک حمش اعصای اصلی و پیوندها مهار گردد ( شکل ۶- ۳۷ ) در ستونهای با وری سوراخ دار فرض میشود که ستون دارای پیوندهای افقی کاملاً صلب بوده و سروی ۷ فقط توسط حمش اعصای اصلی ستون مهار گردد ( شکل ۶- ۳۷ ج ) . صفحات سوراخ دار را برعکس سایر انواع بست ها ، در سطح مقطع ستون به مقاومت خمشی اعصای اصلی ستون اضافه می کنند که محاسبات مربوط به آن با توجه به سطح مقطع خالص صفحات سوراخ دار انجام می گیرد .

مقدار نظری  $n$  برای ستونهای بست دار به شرح زیر معین شده است .

۱- برای ستونهای با بست چپ و راست بها

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \times \frac{A}{A_d} \times \frac{1}{\cos \theta \sin 2\theta}} \quad (۶- ۸۲)$$

در این رابطه

$L$  : طول " ستون دو سر مفصل معادل " ستون

$r$  : شعاع ژیراسیون کل مقطع ستون در صفحه کمانشی

$A$  : سطح مقطع کل ستون

$A_d$  : سطح مقطع بست های چپ و راست در هر مقطع ستون

$\theta$  : زاویه شیب بست چپ و راست نسبت به محور طی ستون ( شکل ۶- ۳۳ الف )

جدول ( ۶- ۲ ) = مقدار  $\alpha$  برای ستونهای با بست چپ و راست ساده و زوج

$\theta = 45^\circ$ بست چپ و راست زوج				$\theta = 60^\circ$ بست چپ و راست ساده				$\frac{L}{r}$	$\frac{A}{A_d}$
90	70	50	30	90	70	50	30		
1.01	1.02	1.03	1.08	1.01	1.01	1.03	1.07	5	
1.04	1.06	1.11	1.26	1.03	1.05	1.10	1.26	20	
1.08	1.14	1.25	1.60	1.08	1.12	1.24	1.57	50	

(1) Perforated Plates

۲- برای ستونهای با پیوند افقی تنها

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12\left(\frac{L}{r}\right)^2} \times \left( \frac{A}{A_b} \times \frac{ab}{r_b^2} + \frac{a^2}{r_1^2} \right)} \quad (۸۳-۶)$$

دراین رابطه:

$A_b$ : سطح مقطع پیوندهای افقی

$a$ : فواصل پیوندها (شکل ۶-۳۳ د)

$b$ : فواصل بین مراکز ثقل اعضای اصلی ستون (شکل ۶-۳۳ د)

$r_b$ : شعاع ژیراسیون پیوند افقی نسبت به محوری که حول آن خمیده مستود

$r_1$ : شعاع ژیراسیون هریک از اعضای اصلی ستون نسبت به محور کمانشی آن

جدول (۶-۳) = مقدار  $\alpha$  برای ستونهای با پیوند افقی تنها

$\frac{L}{r} = 80$			$\frac{L}{r} = 60$			$\frac{L}{r} = 40$			$\frac{a}{r_1}$	$\beta$
30	20	10	30	20	10	30	20	10		
1.06	1.03	1.00	1.10	1.04	1.01	1.21	1.10	1.03	0.0	
1.06	1.03	1.00	1.10	1.04	1.01	1.21	1.10	1.03	10.0	
1.07	1.04	1.01	1.12	1.12	1.02	1.23	1.12	1.06	100.0	

درین جدول مقدار  $\beta$  از رابطه زیر معین خواهد شد.

$$\beta = \frac{A}{A_b} \times \frac{ab}{r_b^2}$$

هرگاه صلبیت برشی پیوندهای افقی کم باشد، سختی ستونها بیشتر از آنچه توسط رابطه

(۶-۷۲) معین شده است تقلیل خواهد یافت.

۳- برای ستونهای با بست چپ و راست و پیوند افقی (شکل ۶-۳۳ ج)



$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \left( \frac{A}{A_d} \times \frac{1}{\cos\theta \sin^2\theta} + \frac{A}{A_b} \operatorname{tg}\theta \right)} \quad (۸۴-۶)$$

۴- برای ستونهای با ورق سوراخ دار

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12\left(\frac{L}{r}\right)^2} \left( \frac{a}{r_1} \right)^2} \quad (۸۵-۶)$$

درین رابطه:

a : فواصل مراکز سوراخهاست که حداقل مساوی با ۱/۵ برابر طول سوراخها گرفته میشود.  
از مقادیر جدول (۶-۳) بازا  $\theta = 0$  میتوان بعنوان مقادیر عددی  $\alpha$  برای ستونهای با ورق سوراخ دار استفاده نمود.

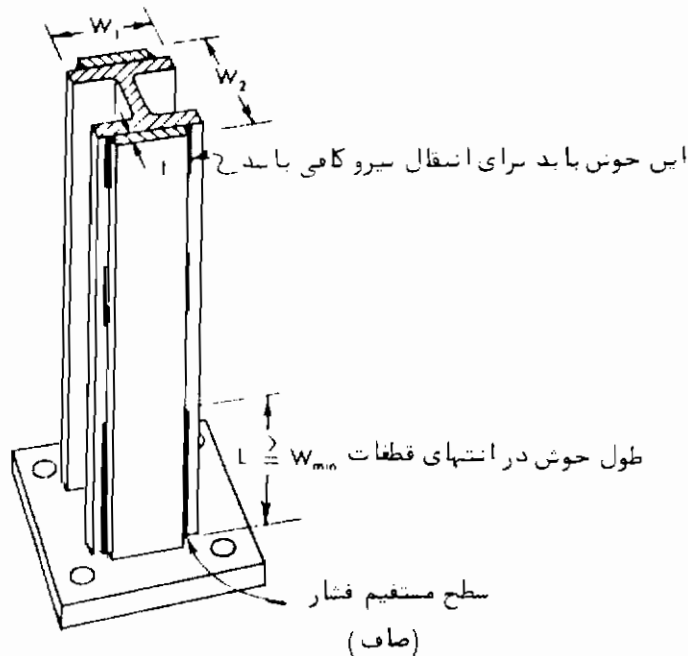
#### ۶-۱۳ = طراحی ستونهای بست دار

در اغلب آئین نامه ها طراحی ستونهای مرکب از چند نیمرخ بر طبق قوانین تحریبی طراحی که اغلب آنها به جلوگیری از کمانش موضعی در اعضای مختلف تشکیل دهنده ستون می پردازد شامل میشود. بر طبق ضوابط AISC در طراحی این نوع ستونها باید مقررات زیر را رعایت نمود. خواننده می تواند بمنظور دستیابی به اطلاعات جامع دیگری در مورد طراحی ستونهای مرکب به مرجع (39) که توسط بلاجت<sup>۱</sup> تألیف شده است مراجعه کند.

#### ضوابط AISC در طراحی ستونهای مرکب از چند نیمرخ

۱- در دوانتهای اعضای فشاری ساخته شده از چند نیمرخ که بر روی صفحاتی قرار گرفته اند تمام قطعاتی که با یکدیگر تماس دارند باید توسط پرچها یا پیچهایی که فاصله آنها بیش از ۴ برابر قطرشان نبوده و در طولی معادل با ۱/۵ برابر بزرگترین بعد مقطع متصل نمود بحای پیچ و یا پرچ میتوان از جوش استفاده کرد طول این جوش باید بیشتر و یا برابر بزرگترین بعد مقطع باشد (شکل ۶-۳۸)

(1) Blodgett



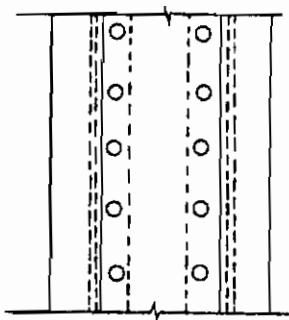
شکل (۶-۳۸)

۲- اگر در اتصال نیمرخ‌های یک قطعه فشاری مرکب از ورق استفاده شده باشد فاصله پیرچ‌ها، پیچ‌ها و یا جوش‌های منقطعی که ورق را به نیمرخ‌ها متصل می‌نمایند باید از  $\frac{1055}{\sqrt{F_y}}$  برابر ضخامت نازکترین ورق اتصال بیشتر شود در هر صورت این فاصله نباید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد، البته یک چنین فاصله‌ای برای زمانی است که مطابق شکل (۶-۳۹) پیچ‌ها یا پیرچ‌ها در محاذات یکدیگر قرار گرفته و یا فاصله آزاد بین جوش‌ها در محاذات هم باشند در غیر این صورت (حالت شکل ۶-۴۰) فاصله حداکثر بین پیچ‌ها، پیرچ‌ها و یا فاصله آزاد جوش‌ها به  $\frac{1578}{\sqrt{F_y}}$  برابر ضخامت نازکترین ورق اتصال و یا ۴۵ سانتیمتر محدود می‌گردد. در هر صورت این وسایل اتصالات بایستی جهت انتقال تنش‌های موجود کافی باشند.

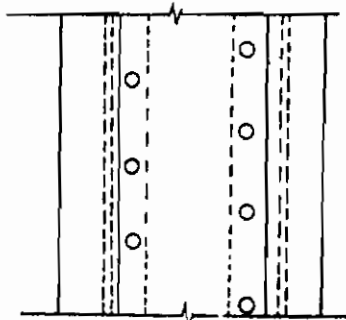
در صورتی که دونیمرخ با یکدیگر در تماس مستقیم باشند فواصل آزاد پیچ، پیرچ و یا جوش‌ها بایستی بیش از ۶۰ سانتیمتر باشد (شکل ۶-۴۱)

۳- در صورتی که اعضای فشاری از دو یا چند نیمرخ نورد شده که توسط لقمه‌های منقطعی<sup>۱</sup>

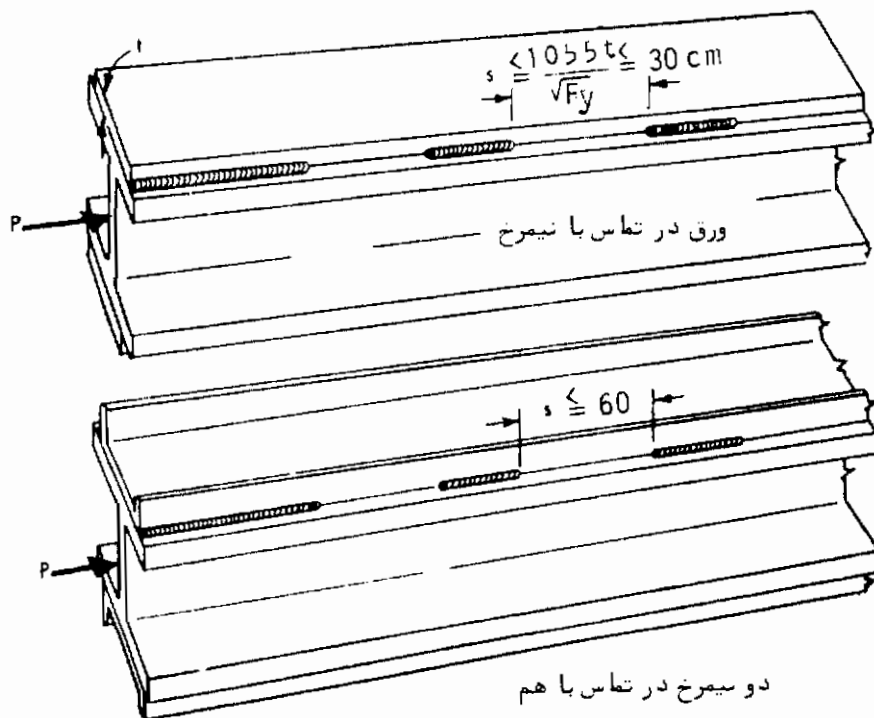
(i) Intermittent fillers



شکل (۶-۳۹)



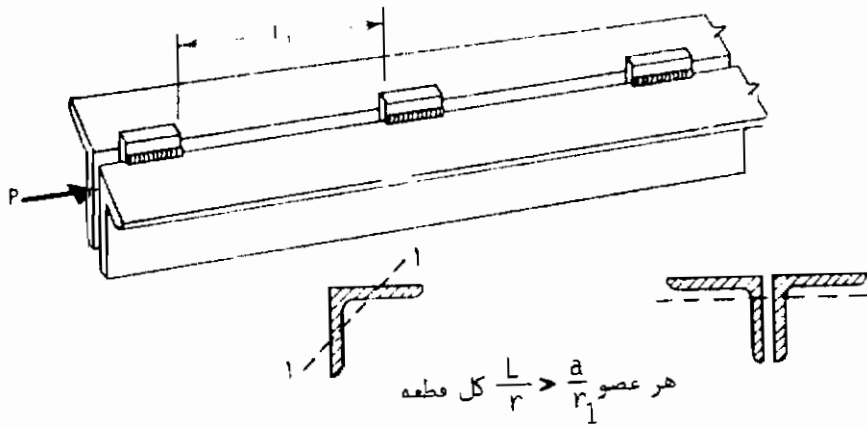
شکل (۶-۴۰)



شکل (۶-۴۱) - اتصال دو عضو به یکدیگر توسط جوش

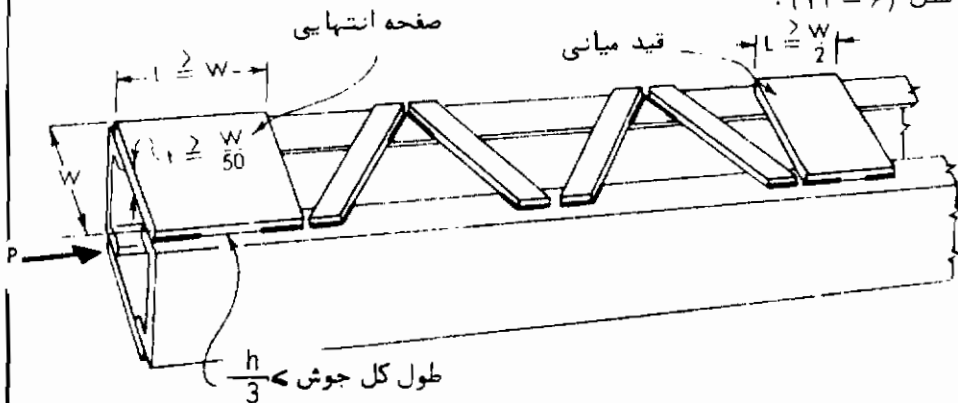
از هم جدا شده‌اند تشکیل یافته باشند باید نیمرخ‌ها در محل این لقمه‌ها به یکدیگر اتصال محکمی داشته و فاصله اتصالات طوری باشد که ضریب لاغری  $\frac{L}{r}$  هر کدام از نیمرخ‌ها در

بسی نقاط اتصال از حداکثر ضریب لاغری ستون تجاوز ننماید. در محاسبه ضریب لاغری هر کدام از نیمرخ‌های تشکیل دهنده عضو فشاری باید کوچکترین شعاع زیراسیون را کنار برد. (شکل ۶-۴۲)



شکل (۶-۴۲) - اتصال دو نیمرخ با لقمه

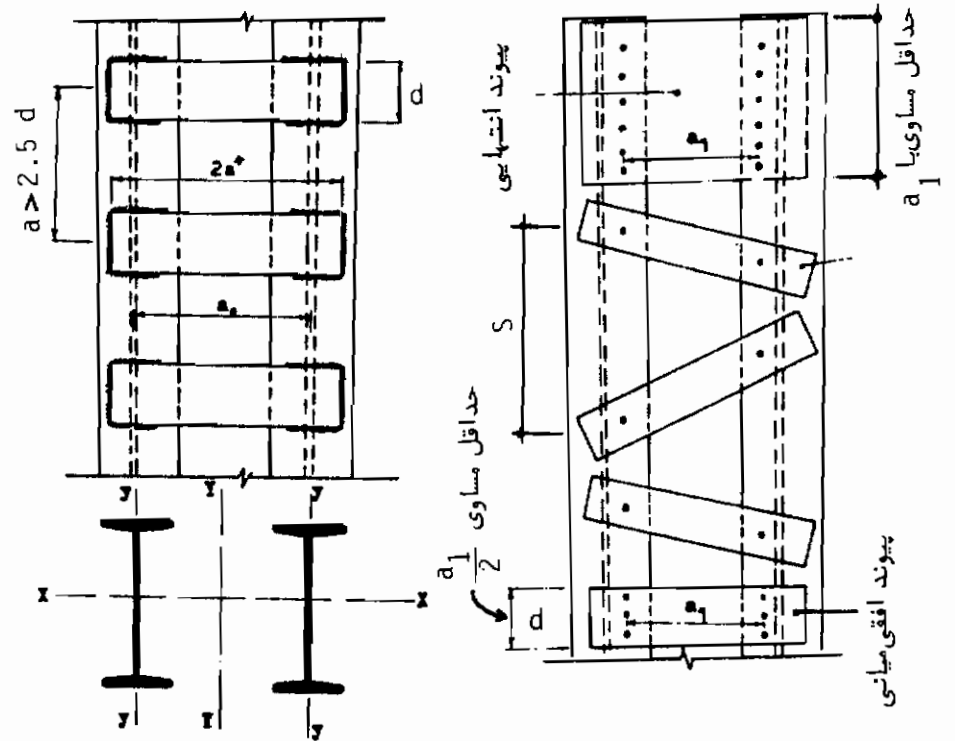
۴- اگر جهت اتصال قطعات اصلی ستون مرکب از بست چپ و راست استفاده شده باشد، در دو انتهای قطعه و همچنین در هر محلی که نظم بست‌های چپ و راست بدلیلی بهم می‌خورد باید از صفحات پیوند افقی استفاده شود. اگر در قطعات اصلی فشاری از بست‌های چپ و راست استفاده شود، طول پیوندهای افقی انتهایی حداقل برابر با فاصله خطوط اتصال دوسر پیوند بوده و طول پیوندهای افقی میانی حداقل نصف این فاصله خواهد بود. (شکل ۶-۴۳) و شکل (۶-۴۴).



شکل (۶-۴۳) - اتصال با بست چپ و راست توسط جوش

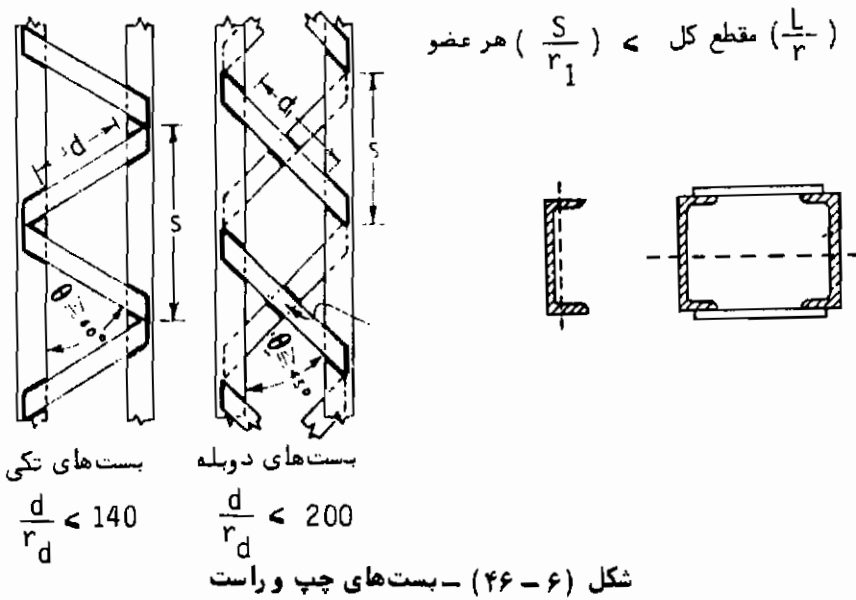
ضخامت این پیوندهای افقی نباید از  $\frac{1}{50}$  فاصله مرکز به مرکز اتصال دو سر پیوند کمتر باشد. در اتصالات پیچ و پرچی فاصله پرچها و پیچها در پیوندهای افقی نباید از ۶ برابر قطرشان بیشتر باشد و در اتصال هر طرف پیوند باید حداقل از ۳ پیچ یا برج استفاده شود. اگر از جوش جهت اتصال این پیوندها استفاده شده باشد طول خط جوش در هر طرف پیوند نباید از  $\frac{1}{4}$  طول پیوند کمتر گردد.

در صورت تمایل میتوان از پیوندهای افقی بجای بستهای چپ و راست بمانند آنچه اغلب در ایران متداول است نیز استفاده نمود. در این صورت فاصله مرکز به مرکز پیوندها (a) باید از  $\frac{2}{5}$  برابر طول پیوند بیشتر باشد. همچنین فاصله جانهای دو سیرخ اصلی (a) باید مساوی و یا کمتر از ۲۰ برابر کوچکترین شعاع زیراسیون هر یک از سیرخها ( $r_1$ ) باشد (شکل ۶-۴۵)



شکل (۶-۴۶) اتصال با بست چپ و راست پیچی شکل (۶-۴۵) - اتصال با پیوند افقی

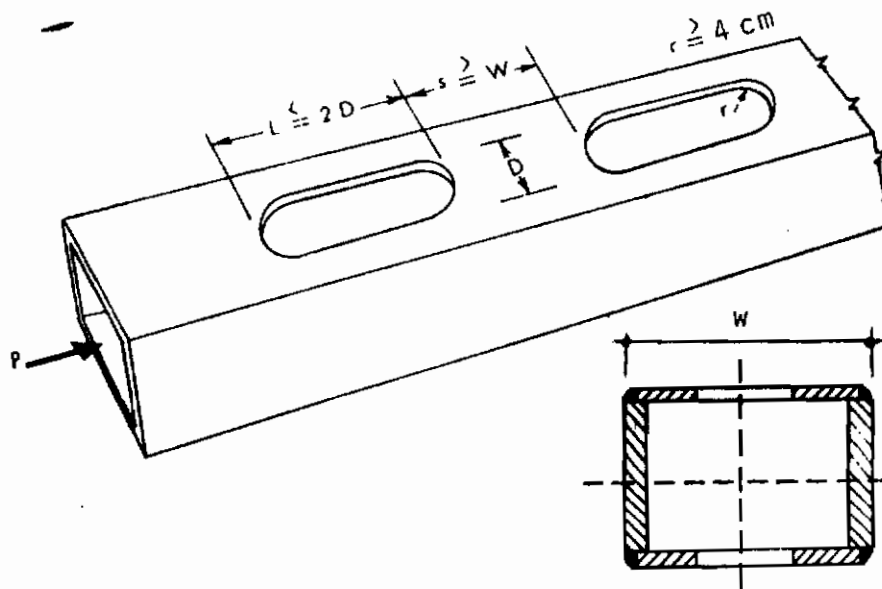
۵- برای بست‌های چپ و راست میتوان از تسمه، نبشی، ناودانی و یا از سایر نیمرخ‌ها استفاده نمود. ضریب لاغری هر یک از اعضای اصلی قطعه در فاصله اتصال دوبست چپ و راست  $(\frac{S}{r_1})$  نیایستی از ضریب لاغری کلی قطعه فشاری تجاوز کند. ضریب لاغری بست‌های چپ و راست ساده نباید از ۱۴۰ و در مورد بست چپ و راست زوج از ۲۰۰ تجاوز کند. بست‌های چپ و راست باید در محل تلاقی بیکدیگر متصل گردند. طراحی بست‌های چپ و راست بمانند طراحی قطعات درجه دوم خواهد بود. جهت تعیین لاغری بست‌های چپ و راست، در بست ساده طول مؤثر بست برابر با طول آزاد آن و در بست زوج ۷۰ درصد آن فاصله خواهد بود. زاویه تمایل بست‌های چپ و راست نسبت به محور قطعه فشاری در بست‌های ساده نیایستی از  $60^\circ$  و در بست‌های دویل از  $45^\circ$  کمتر باشد (شکل ۶-۴۶). در صورتی که فاصله بین خطوط جوش یا پرچ دو سر بست چپ و راست بیش از ۳۸ سانتیمتر باشد بهتر است از بست دویل و یا از بست ساده یا نیمرخ نبشی استفاده شود.



اگر از پیوندهای افقی جهت ستون مرکب استفاده شده باشد بهتر است که نسبت  $\frac{a}{r_1}$  کوچکتر از حداکثر دو مقدار  $\frac{L}{2r_x}$  و ۵۰ باشد.

بست‌های چپ و راست و پیوندهای افقی را باید طوری طراحی نمود که بتوانند یک نیرویی برشی برابر با ۲ درصد کل بار فشاری که به قطعه فشاری در امتداد محور طولی آن وارد میشود تحمل نمایند.

۶- اگر از صفحات سوراخ‌دار جهت اتصال اعضای اصلی قطعه فشاری استفاده شده باشد، سطح خالص مقطع قطعه فشاری بایستی قادر به تحمل تنش‌های فشاری باشد و علاوه بر آن مشخصات ابعادی صفحه سوراخ‌دار باید منطبق بر ضابطه ۱-۹ AISC بوده و نسبت طول سوراخ به عرض آن بیشتر از ۲ نباشد و فاصله لب به لب سوراخها (در قسمت پر صفحه) بایستی حداقل برابر با فاصله پیچ، پرچ و یا جوش اتصال دو لبه صفحه به اعضای اصلی قطعه بوده و شعاع منحنی لبه سوراخها بیشتر از ۴ سانتیمتر باشد (شکل ۶-۴۷)



شکل (۶-۴۷) - اتصال با صفحه سوراخ‌دار

مثال ۶-۸ =

مطلوبست طرح ستونی مرکب از چهار نبشی با بست چپ و راست مطابق شکل (۶-۴۸) این ستون باری برابر با ۲۵۵۰ کیلونیوتن را تحمل خواهد کرد. طول کمانشی ستون ۸۸۰ -








































(1) Perforated Cover Plates

سانتیمتر، اتصالات آن جوشی و نوع فولاد آن از نوع نرمه است.

حل :

الف - میتوانیم با حدس ارتفاع مقطع ( $h$ ) مقدار شعاع ژیراسیون آنرا که عملاً فقط بستگی به ارتفاع داشته و تقریباً "مستقل از ضخامت نبشی‌هاست از طریق جدول (۶ - ۴) معین کنیم. اگر  $h$  را انتخاب کنیم لاغری قطعه معین خواهد شد. جدول (۶ - ۴) مقدار شعاع ژیراسیون مقطع را برحسب شکل مقطع معین می‌کند.

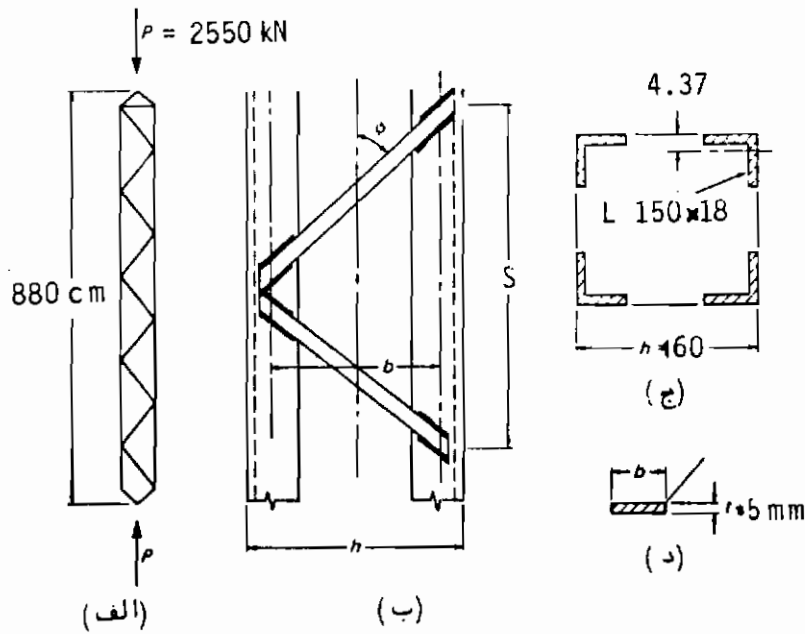
جدول (۶ - ۴) - شعاع ژیراسیون تقریبی مقاطع مختلف

 $r_x = 0.29h$ $r_y = 0.29b$	 $r_x = 0.42h$ $r_y = 0.42b$	 $r_x = 0.31h$ $r_y = 0.48b$
 $r_x = 0.40h$ $h = \text{mean } h$	 $r_x = \text{same as for } 2L$	 $r_x = 0.37h$ $r_y = 0.28b$
 $r_x = 0.25h$	 $r_x = 0.42h$ $r_y = \text{same as for } 2L$	 $r_x = 0.31h$
 $r_x = 0.35h_m$ $r = \sqrt{\frac{h^2 + b^2}{16}}$	 $r_x = 0.39h$ $r_y = 0.21b$	 $r_x = 0.31h$
 $r_x = 0.31h$ $r_y = 0.31b$ $r_z = 0.197h$	 $r_x = 0.45h$ $r_y = 0.235b$	 $r_x = 0.40h$ $r_y = 0.21b$
 $r_x = 0.29h$ $r_y = 0.32b$ $r_z = 0.18 \frac{b+d}{2}$	 $r_x = 0.36h$ $r_y = 0.45b$	 $r_x = 0.38h$ $r_y = 0.22b$
 $r_x = 0.31h$ $r_y = 0.215b$ $r_z = b(0.21 + 0.02z)$	 $r_x = 0.36h$ $r_y = 0.60b$	 $r_x = 0.39h$
 $r_x = 0.32h$ $r_y = 0.21b$ $r_z = b(0.19 + 0.02z)$	 $r_x = 0.36h$ $r_y = 0.53b$	 $r_x = 0.35h$
 $r_x = 0.29h$ $r_y = 0.24b$ $r_z = b(0.23 + 0.02z)$	 $r_x = 0.39h$ $r_y = 0.55b$	 $r_x = 0.435h$ $r_y = 0.25b$
 $r_x = 0.30h$ $r_y = 0.17b$	 $r_x = 0.42h$ $r_y = 0.32b$	 $r_x = 0.42h$
 $r_x = 0.25h$ $r_y = 0.21b$	 $r_x = 0.44h$ $r_y = 0.28b$	 $r_x = 0.42h$
 $r_x = 0.21h$ $r_y = 0.21b$ $r_z = 0.19h$	 $r_x = 0.50h$ $r_y = 0.28b$	 $r_x = 0.285h$ $r_y = 0.37b$
 $r_x = 0.38h$ $r_y = 0.18b$	 $r_x = 0.39h$ $r_y = 0.21b$	 $r_x = 0.42h$ $r_y = 0.23b$



از طریق جدول (۴-۶) مقدار شعاع ژیراسیون مقطع ستون برابر با  $r \approx 0.42h$  معین

می شود.



شکل (۴-۶) - شکل مقطع ستون

ضریب لاغری ستون برابر خواهد شد با:

$$\frac{KL}{r} = \frac{880}{0.42h} = \frac{2095}{h}$$

جدول زیر را جهت انجام سعی و خطای لازم طراحی تشکیل می دهیم.

h	$\frac{KL}{r}$	سطح مقطع مورد نیاز		سطح مقطع موجود	
		تنش مجاز $F_a$ bar	نیروی مورد نیاز A cm <sup>2</sup>	نشی های مورد نیاز	نیروی موجود A <sub>g</sub> cm <sup>2</sup>
60	34.5	1279	199.4	L150 x 18	204
				L180 x 15	208.4
62	33.8	1284	198.6	L150 x 18	204
64	32.7	1288	198.0	L150 x 18	204

چهار نبشی L150x18 را امتحان می‌کنیم، اگر ابعاد بیرونی ستون را  $60 \times 60$  بگیریم مقدار ضریب  $\alpha$  برای این ستون به صورت زیر محاسبه خواهد شد.

$$I = 4 \left[ 1050 + 51.0(30 - 4.37)^2 \right] = 138207 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{138207}{4 \times 51}} = 26.03 \text{ cm}$$

مقدار برش برای محاسبه بست‌های چپ و راست برابر است با:

$$V = 0.02P = 0.02 \times 255000 = 5100 \text{ daN}$$

$$F = \left( \frac{1}{2} \times 5100 \right) \sin 60 = 2944 \text{ daN}$$

اگر طول آزاد بست‌ها را براساس فواصل مراکز ثقل اعضای اصلی ستون بگیریم مقدار آن خواهد شد.

$$l' = (60 - 2 \times 4.37) / \sin 60 = 59.2 \text{ cm}$$

اگر تنش محاسباتی بست را برابر با  $F_a = 1000$  (بار) بگیریم خواهیم داشت.

$$A_d = \frac{2944}{1000} = 2.944 \text{ cm}^2 \Rightarrow < 40 \times 4 \quad r_{\min} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 59.2}{0.78} = 75.9 < 140 \text{ O.K.} \Rightarrow F_a = 1053 \text{ bar}$$

$$A > \frac{2944}{1053} = 2.80 < 3.08 \text{ O.K.} \quad \text{حال ضریب } \alpha \text{ را محاسبه می‌کنیم.}$$

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \times \frac{A}{A_d} \times \frac{1}{\cos \theta \sin^2 \theta}} =$$

$$\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\left(\frac{880}{26.03}\right)^2} \times \frac{4 \times 51.0}{2 \times 3.08} \times \frac{1}{\cos 60 \sin^2 60}} = 1.33$$

$$\lambda = \frac{\alpha KL}{r} = 1.33 \left( \frac{860}{26.03} \right) = 45.0 \Rightarrow F_a = 1230 \text{ bar}$$

کنترل دیگری که باید انجام گیرد، عدم کمانش هر یک از اعضای اصلی ستون (نبشی‌ها) در حدفاصل اتصال دو بست چپ و راست می‌باشد.

$$S = 2btg30 = 2(60-2 \times 4.37)tg30^0 = 59.2 \text{ Cm} \quad A$$

$$\frac{S}{r_1} = \frac{59.2}{2.92} = 20.3 \Rightarrow F_a = 1336 > 1230 \quad \text{OK.}$$

طراحی ورق‌های دو سر ستون بدین صورت انجام خواهد گرفت.

(فواصل اتصالات صفحه نبشی‌ها) > (طول صفحه انتهای)

(طول صفحه انتهای) >  $(60-2 \times 4.37) = 51.26$

(طول صفحه انتهای) = 52 cm

(ضخامت صفحه انتهای) >  $\frac{1}{50} (52) = 1.04 \text{ cm}$

(ضخامت صفحه انتهای) = 12 mm

مثال ۶-۹ =

مطلوبست طراحی ستونی مرکب از دو نیمرخ UNP. این ستون تحت نیروی فشار محوری برابر با ۱۰۰۰ قرار داشته و از پیوند افقی استفاده خواهد شد. ارتفاع ستون ۵/۰ متر و ضریب K در دو جهت برابر با ۱/۲ و ۱ معین شده است.

حل:

با فرض تنش مجاز (بار)  $F_a = 1100$  مقطعی برای ستون معین می‌کنیم.

$$A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{100000}{1100} = 91 \text{ Cm}^2 \Rightarrow 2L24 \Rightarrow 2 \times 42.3 = 84.6 \text{ Cm}^2 \quad 2U24$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 500}{9.22} = 54.2 \Rightarrow F_a = 1181 \text{ bar}$$

$$f_a = \frac{100000}{2 \times 42.3} = 1182 \approx F_a \quad \text{O.K.}$$

برای طرح قطعه باید داشته باشیم .

$$\frac{\alpha K_y L}{r_y} < \frac{K_x L}{r_x}$$

20 x (شعاع ژیراسیون حداقل نیمرخ‌ها) < (فواصل میان دو نیمرخ اصلی)

2.42 x 20 < (فواصل میان دو نیمرخ اصلی)

اگر بیرون به بیرون دو عضو اصلی را 30 cm بگیریم خواهیم داشت .

$$\frac{b}{2} = \frac{30}{2} - 2.23 = 12.77 \text{ cm}$$

$$I_y = 14292 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 13.0$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.2 \times 500}{13} = 46.2$$

اگر عرض پیوند را b و بر طبق رابطه تقریبی زیر محاسبه کنیم خواهیم داشت .

(فواصل میان دو نیمرخ اصلی)  $d > 0.42$

$$0.42(30 - 2 \times 0.95) = 11.8 \text{ cm}$$

$$t > \frac{\text{(فواصل میان دو نیمرخ)}}{35} = 0.8$$

پیوند افقی را به صورت زیر انتخاب می‌کنیم .

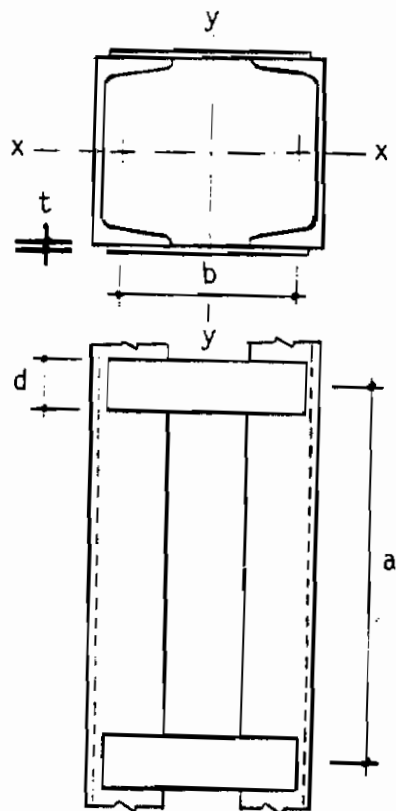
PL 140x10

فواصل مرکز به مرکز پیوندها  $a \geq 2.5b = 2.5 \times 14 = 35 \text{ cm}$

$$\frac{a}{r_1} < \frac{L}{2r_x} = \frac{500}{2 \times 9.22} = 27.11$$

$$\frac{a}{r_1} < 50$$

پس باید داشته باشیم



شکل (۶-۴۹)

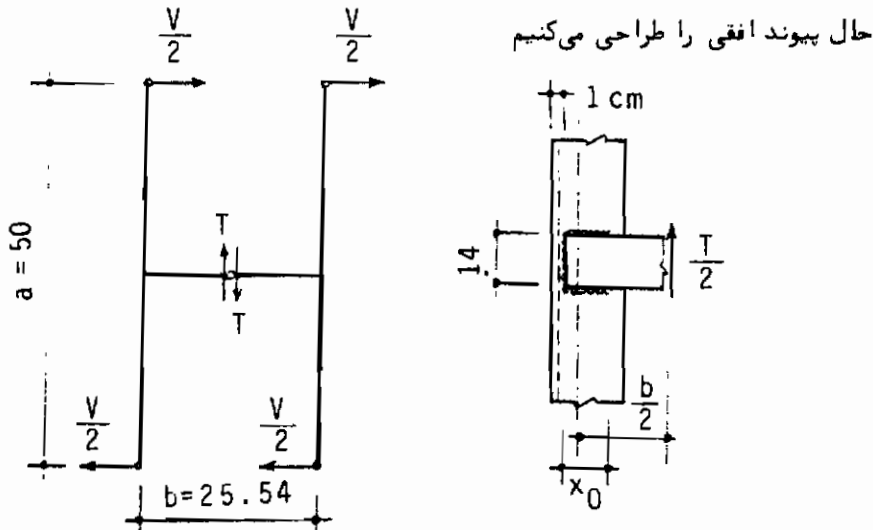
$$27.11 \times 2.42 = 65.6 \geq a \geq 35 \text{ cm}$$

فواصل مرکز به مرکز پیوندها (a) را برابر با ۵۰ سانتیمتر می‌گیریم و ضریب  $\alpha$  را محاسبه می‌کنیم.

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \left( \frac{A}{A_b} \times \frac{ab}{r_b^2} + \frac{a^2}{r_1^2} \right) =}$$

$$\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12 \left(\frac{1.2 \times 500}{13}\right)^2} \left( \frac{84.6}{2 \times 14 \times 1} \times \frac{50 \times 25.24}{4.04^2} + \frac{50^2}{2.42^2} \right) = 1.12}$$

$$\lambda_y = \alpha \frac{k_y L}{r_y} = 1.12 \frac{1.2 \times 500}{13} = 51.7 < \lambda_x = 54.2 \quad \text{OK.}$$



شکل (۶-۵۰)

نیروی برشی  $V = 0.02P = 0.02 \times 100000 = 2000 \text{ daN}$

نیروی برشی در هر پیوند  $\frac{T}{2} = \left( \frac{V}{2} \times \frac{a}{2} \right) \frac{2}{b} = 1958 \text{ daN}$

حالت جوش را برای برش  $\frac{T}{2}$  طراحی می‌کنیم. برای اینکه مرکز ثقل بر مرکز ثقل ناودانی منطبق باشد، مقدار  $x_0$  جوش را معین می‌کنیم.

$$\frac{x_0^2}{2x_0 + 14} = (2.23 - 1) \Rightarrow x_0 = 5.5 \text{ cm.}$$

$$I_p = \frac{8x_0^3 + 6x_0 d^2 + d^3}{12} = 878 \text{ cm}^3$$

لنگر خمشی در قید و لنگر بپیچشی در جوش قید خواهد شد

$$M_b = M_t = \frac{T}{2} \frac{b}{2} = 1958 \times 12.77 = 25000 \text{ daN.m}$$

$$f_b = \frac{M_b}{S_x} = \frac{\frac{T}{2} \times \frac{b}{2}}{td^2/6} = \frac{25000}{1 \times 14^2/6} = 765 \text{ bar} < 0.6 F_y \text{ OK.}$$

دیده میشود که مقدار تنش خمشی در قید پائین است بهتر است ابعاد قید را تا حد مجاز تقلیل دهیم.

$$f''_x = \frac{M_t \frac{d}{2}}{I_p} = \frac{25000 \left(\frac{14}{2}\right)}{878} = 199.3 \text{ bar}$$

$$f''_y = \frac{25000 (5.5 - 1.23)}{878} = 121.6 \text{ bar}$$

$$f'_y = \frac{T}{2L_w} = \frac{1958}{(2 \times 5.5 + 14)} = 78.3 \text{ bar}$$

$$f_r = \sqrt{199.3^2 + (121.6 + 78.3)^2} = 282 \text{ bar}$$

$$\text{جوش } t_e > \frac{f_r}{920} = \frac{282}{920} = 0.31 \Rightarrow \text{جوش } a \geq 0.43 = 5 \text{ mm}$$

مثال ۶-۱۰ =

مثال عددی (۶-۸) را در صورتی که بجای مقطع انتخابی برای ستون از ورق سوراخ دار با اتصال جوشی استفاده کرده باشیم حل کنید. (شکل ۶-۵)

حل:

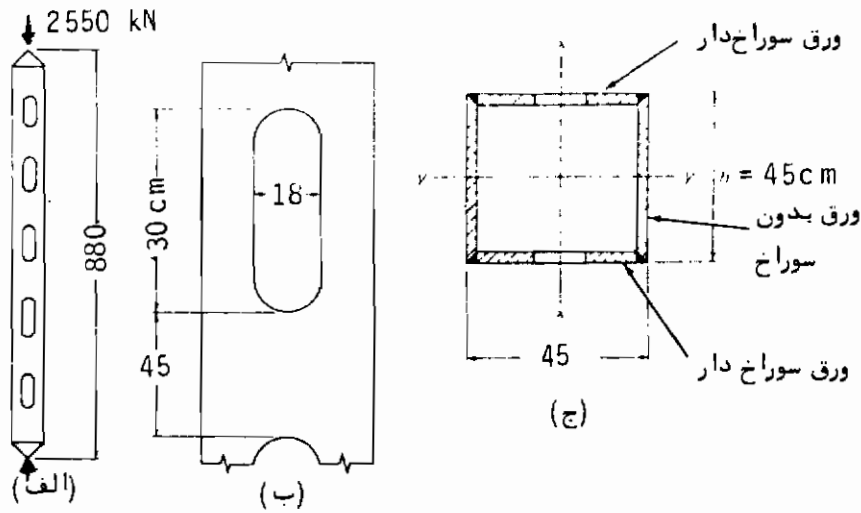
حسن مقاطع جوشی در اینست که تعداد اعضای لازم جهت تشکیل قطعه را به حداقل خود می‌رساند. درین مثال می‌توان از چهار ورق استفاده نمود در صورتی که اگر قرار بود از پیچ یا پرچ برای تشکیل قطعه استفاده می‌کردیم لازم بود که در چهار گوشه مقطع چهار نبشی بکار گیریم.

برطبق جدول (۶-۴) شعاع زیراسیون تقریبی مقطع قوطی شکل به صورت زیر محاسبه خواهد شد.

$$r \approx 0.42h$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{880}{0.4h} = \frac{2200}{h}$$

تقریباً  $t \approx \frac{A}{4ht}$  و  $A \approx 4ht$  سطح مقطع قطعه



شکل (۶-۵۱)

جدول زیر را جهت تسهیل در محاسبات تشکیل می‌دهیم.

h cm	$\frac{KL}{r}$	Fa تنش مجاز bar	A سطح مقطع لازم cm <sup>2</sup>	t ضخامت ورق‌ها cm
50	44	1235	206	1.03
45	48.9	1210	210	1.17
40	55	1178	216	1.35
38	57.9	1160	220	1.45



اگر فرض کنیم که ۲۵ درصد سطح مقطع ستون بخاطر ایجاد سوراخ (لازم جهت حفاظت داخلی نیمرخ) از بین برود، می توان ضخامت نظری فوق الذکر را به ترتیب به مقادیر  $1/38$  و  $1/8$ ،  $1/56$  و  $1/93$  سانتیمتر تغییر داد، که کلیه این ضخامت ها با شرط مجاز ضخامت موضوع بند ۱-۹ آیین نامه AISC مطابقت دارد. اگر عرض سوراخ را  $18$  سانتیمتر بگیریم (که عموماً  $\frac{1}{4}$  عرض یا کمتر گرفته میشود) و ارتفاع مقطع ستون را (سانتیمتر)  $h = 45$  انتخاب کنیم و ضخامت را  $1/8$  سانتیمتر بگیریم خواهیم داشت.

$$A_n = 45 \times 45 - (45 - 2 \times 1.8)^2 - 2 \times 18 \times 1.8 = 246.24 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(45 - 18) 45^3}{12} - \frac{(45 - 2 \times 1.8 - 18)(45 - 2 \times 1.8)^3}{12} = 66660 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{45^4}{12} - \frac{(45 - 2 \times 1.8)^4}{12} - 2 \times \frac{1.8 \times 18^3}{12} = 95165 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 16.45 \text{ cm.} \Rightarrow \frac{KL}{r_x} = \frac{880}{16.45} = 53.5 = \Rightarrow F_a = 1186 \text{ bar}$$

$$r_y = 19.66 \quad \frac{KL}{r_y} = 44.8$$

ضریب را برای ستون محاسبه می کنیم.

$$Z = \frac{2 \times 13.5 \times 1.8 \times \frac{13.5}{2} + (45 - 2 \times 1.8)(1.8)(1.8/2)}{2 \times 13.5 \times 1.8 + (45 - 2 \times 1.8)(1.8)} = 3.21 \text{ cm}$$

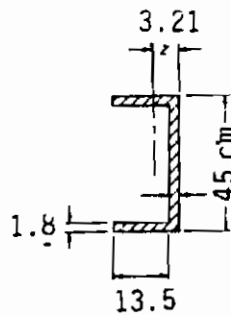
$$I_{1-1} = 1765 \text{ cm}^4$$

$$A = 123.12 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = 3.78 \text{ cm}$$

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12 \left(\frac{L}{r}\right)^2} \left(\frac{a}{r_1}\right)^2} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12(44.8)^2} \left(\frac{75}{3.78}\right)^2} = 1.08$$

$$\lambda'_y = \alpha \frac{K_y L}{r_y} = 1.08 \times 44.8 = 48.3 < \lambda'_x = 53.5 \quad \text{OK}$$



شکل (۶-۵۲)

بایستی خاطر نشان کرد که در ضوابط SSRC (مرجع 9) ضابطه‌ای وجود دارد که عدم کماتش قسمت سوراخ‌دار را تضمین می‌نماید و این ضابطه به قرار زیر است.

$$\frac{\text{طول قسمت سوراخ دار}}{\text{شعاع زیراسیون قسمت باقیمانده}} \leq \frac{1}{3} \leq 20 \quad (\text{لاغری کل قطعه})$$

با توجه به آنچه قبلاً" محاسبه شد خواهیم داشت.

$$\frac{30 \text{ cm}}{r_1} = \frac{30}{3.78} = 7.9 < \left(\frac{47}{3} = 15.7\right) < 20 \quad \text{OK}$$

اگر ضابطه فوق تضمین شده باشد بر طبق SSRC فقط در یک چنین موقعی است که می‌توان مقطع خالص قطعه را مؤثر دانست.

۲- صفحات

۶- ۱۴ = مقدمه‌ای بر پایداری صفحات

کلیه ستونها چه آنهایی که از تیرخه‌های نورد شده ساخته می‌شوند و چه آنهایی که به صورت ترکیبی تهیه می‌گردند از عناصری که می‌توان آنها را ورق نامید ساخته می‌شوند. آنچه تاکنون

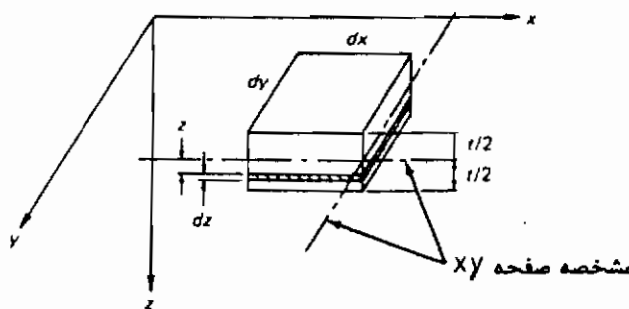
در مورد پایداری ستونها گفته شده است عمدتاً " براساس امکان کمانش ستون بر طبق ضریب لاغری آن بوده است. حال آنکه ممکن است که قبل از کمانش ستون در یکی از عناصر ورق مانند تشکیل دهنده ستون، کمانش موضعی اتفاق افتد، یک چنین کمانشی موضعی امکان باربری بیشتر ستون را غیرممکن خواهد کرد و به عبارت دیگر کمانش موضعی ستون امکان مشارکت قسمت کمانش یافته ستون را در باربری بیشتر غیرممکن می کند.

نظریه خمش صفحات و پایداری ارتجاعی آنها مباحثی است که توسط دانشجویان کارشناسی ارشد (سازه) مورد مطالعه دقیق قرار می گیرد، آنچه در دنباله این بحث گفته میشود خلاصه لازمی است که بمنظور درک ضوابط آئین نامه ها آورده شده است. برای اطلاع از نظریه صفحات توصیه می شود به تألیفات پرفسور تیموشنکو<sup>۱</sup> (مراجع ۴۰ و ۴۱) مراجعه شود.

بمنظور بررسی مسائل مربوط به پایداری لازم است که درست بمانند حالات پایداری ستونها معادلات دیفرانسیل خمش صفحات نیز تنظیم گردد.

#### معادلات دیفرانسیل خمش صفحات همگن

ابتدا بایستی کرنشها را به صورت تابعی از تغییر مکانها محاسبه نمائیم. اگر  $h$  را ضخامت ورق بگیریم و  $u, v, w$  را به ترتیب تغییر مکان در جهات  $x, y, z$  بنامیم، با توجه به شکل (۶-۵۳) عنصری با ابعاد  $dx$  و  $dy$  را مورد دقت قرار می دهیم. فرض میشود که تغییر طول صفحه خنثی در  $Z=0$  برابر با صفر باشد. برش  $dx dy dz$  که به فاصله  $Z$  از صفحه خنثای یک عنصر سطح قرار دارد در نظر بگیرید. مقدار کرنش بر طبق شکل (۶-۵۴) یعنی  $\epsilon_x$  و  $\epsilon_y$  و کرنش برشی  $\gamma_{xy}$  خواهد شد.



شکل (۶-۵۳) خصوصیات عنصر صفحه و محورهای مختصات

(1) Timoshenko

(2) Shearing Strain

$$\varepsilon_x = \frac{4 + \frac{\partial u}{\partial x} dx - u}{dx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (۶-۸۶ \text{ الف})$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (۶-۸۶ \text{ ب})$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (۶-۸۶ \text{ ج})$$

اگر تغییر مکانها را در صفحه ورق بر حسب تغییر مکان جانبی  $w$  ، همانگونه که در شکل (۶-۵۵) نشان داده شده است بیان کنیم ، با علم بر اینکه شیب مثبت ، تغییر مکان  $u$  یا  $v$  را بصورت منفی خواهد داد ، داریم .

$$-u = z \frac{\partial w}{\partial x} \quad -v = z \frac{\partial w}{\partial y} \quad (۱-۸۷)$$

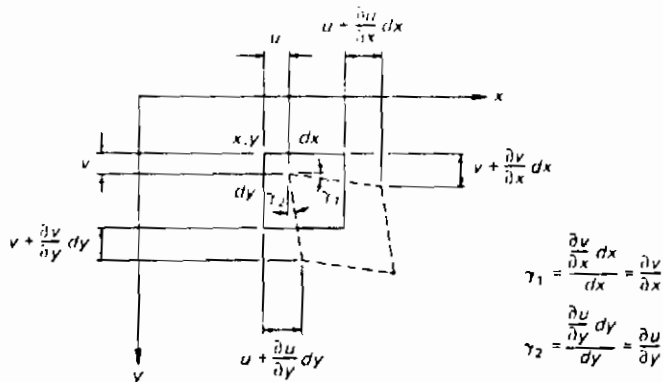
اگر مقادیر معادله (۱-۸۷) را در معادله (۱-۸۶) قرار دهیم ، مقادیر کرنشها بر طبق انحنا ، برای خمش درجهت  $x$  ، خمش در جهت  $y$  و پیچش به شکل زیر بیان خواهد شد.

$$E_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (۶-۸۸ \text{ الف})$$

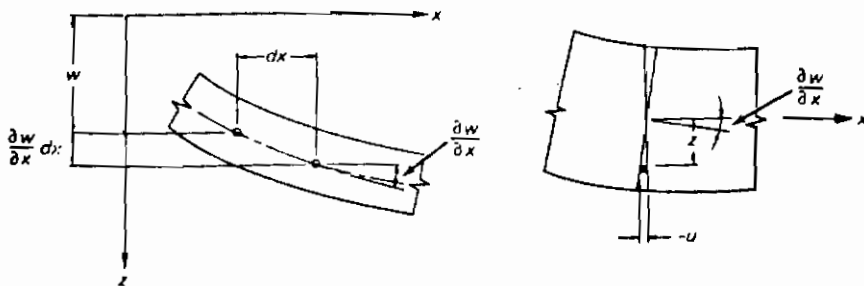
$$E_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (۶-۸۸ \text{ ب})$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} = -z \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (۶-۸۸ \text{ ج})$$

حال اگر با استفاده از قانون هوک کرنشها را بر اساس تنشهای  $\sigma_x$  ،  $\sigma_y$  ، که بترتیب تنشهای قائم در جهت محورهای  $x$  و  $y$  بوده و  $\tau_{xy}$  که تنش برشی است بیان کنیم خواهیم داشت .



شکل (۶-۵۴) - تغییر شکل عنصر صفحه در صفحه xy



شکل (۶-۵۵) - تغییر شکل عنصر ورق (صفحه) در صفحه عمود بر صفحه xy

$$E_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu \sigma_y] \quad (۶-۸۹ \text{ الف})$$

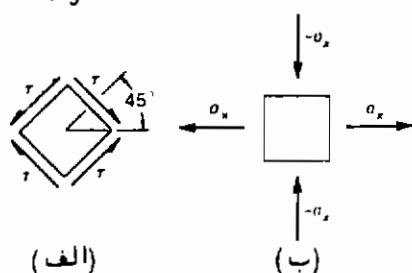
$$E_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu \sigma_x] \quad (۶-۸۹ \text{ ب})$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (۶-۸۹ \text{ ج})$$

درین روابط  $\mu$  = ضریب پواسون (به بند ۲-۶ مراجعه شود) = مدول ارتجاعی برشی است.

برای هر حالت تنش، نظیر حالت  $\sigma_y = -\sigma_x$  که بیانگر برش خالص در روی عنصری است که نسبت به محورهای  $x$  به اندازه  $45^\circ$  دوران یافته‌است. کار انجام شده توسط دستگانه‌های معادل موجود در شکل (۶-۵۶) بایستی مقدار ثابتی باشد لذا،

$$\frac{1}{2} \sigma_x \epsilon_x - \frac{1}{2} \sigma_x \epsilon_y = \frac{1}{2} \tau \gamma \quad (۶-۹۰)$$



شکل (۶-۵۶) - دستگانه‌های معادل

اگر مقادیر معادلات (۶-۸۹) را در معادله (۶-۹۰) قرار دهیم خواهیم داشت.

$$\frac{\sigma_x}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y - \mu \sigma_x \epsilon_y) = \frac{\tau^2}{G}$$

اگر  $\sigma_y = -\sigma_x$  باشد، داریم،  $\tau = \sigma_x$  (حداکثر)، بدین ترتیب داریم.

$$\frac{1}{E} (1 + \mu + \mu + 1) = \frac{1}{G} \quad G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (۶-۹۱)$$

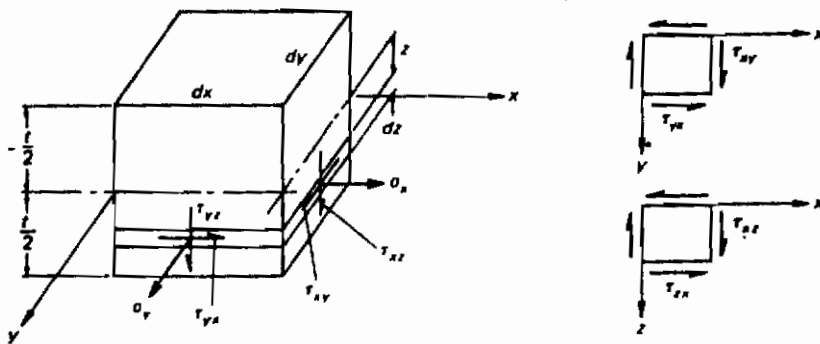
اگر معادلات (۶-۸۹) را بصورتی که تنش‌ها را بر اساس کرنش‌ها بیان کند تنظیم کنیم و بجای کرنش‌ها از معادلات (۶-۸۸) قرار دهیم خواهیم داشت.

$$\sigma_x = \frac{-zE}{1 - \mu^2} \left( \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (۶-۹۲ \text{ الف})$$

$$\sigma_y = \frac{-zE}{1 - \mu^2} \left( \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (۶-۹۲ \text{ ب})$$

$$\tau_{xy} = -2zG \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (۶-۹۲ ج)$$

حال لازم است که رابطه‌ای بین انحنای صفحه و لنگرهای خمشی پیدا کنیم. با در نظر گرفتن شکل (۶-۵۷) و با استفاده از قانون دست راست برای جهت مثبت پیش، دیده میشود که مقدار لنگرها برای واحد عرض به صورت زیر بیان خواهد شد.



شکل (۶-۵۷) - عنصر صفحه خمشی (توجه شود که نیروهای روی سطوح  $x = 0$  و  $y = 0$  نشان داده نشده است)

$$M_x = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_x dz = \frac{-Et^3}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (۶-۹۳ الف)$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_y dz = \frac{-Et^3}{12(1-\mu^2)} \left( \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (۶-۹۳ ب)$$

$$M_{xy} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} 2dz = + 2G \left( \frac{t^3}{12} \right) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (۶-۹۳ ج)$$

توجه شود که خمش صفحه سبب انحنای دوبل (صفحه شکل بشقابی پیدا می‌کند) آن میگردد و هر قدر طول صفحه بیشتر و شکل آن باریکتر باشد خمش صفحه بیشتر تمایل به انحنای ساده آن خواهد داشت. تیریک حالت خاص از صفحه‌ای است که دارای عرض کم و دهانه‌ای بزرگ است. در تیرها اثر ضریب پیواسون ( $\mu$ ) نادیده گرفته میشود. بعنوان مثال اگر قطعه در جهت  $y$  باریک و در جهت  $x$  طویل باشد معادله (۶-۹۳) به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$M_x = \frac{-Et^3}{12} \frac{d^2w}{dx^2} \quad (۶-۹۴)$$

درین معادله مشتق نسبی وجود نخواهد داشت زیرا که  $w$  دیگر تابعی از  $y$  نمی‌باشد. اگر معادله (۶-۹۴) را در عرض  $b$  ضرب کنیم تا دیگر لنگر خمشی مربوط به واحد عرض در جهت  $y$  را مطرح نکنند بلکه کل لنگر خمشی موجود نشان دهد، معادله (۶-۹۴) به صورت معادله دیفرانسیل زیر در خواهد آمد.

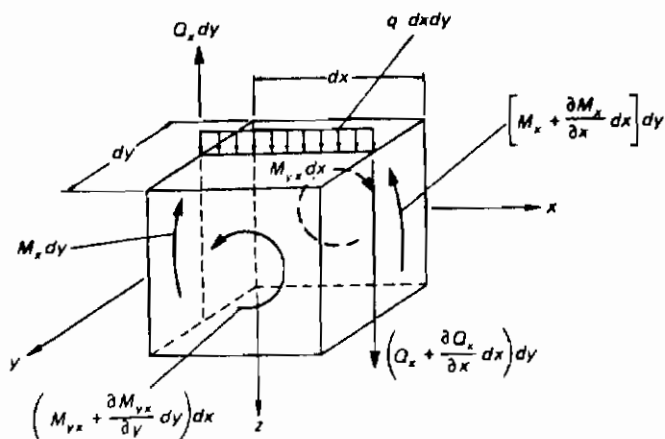
$$M_x = -EI \frac{d^2w}{dx^2} \quad (۶-۹۵)$$

درین معادله  $I = \frac{t^3 b^3}{12}$  است.

در نظریه صفحات قرارداد علائم براین قرار است که  $M_x$  لنگر خمشی حاصل از تنش‌های  $x$  است بشرطی که این تنش‌ها در جهت  $x$  ها عمل کنند. در نظریه تیرها رسم براینست که برای  $M$  اندیسی که بیانگر محور تنش صفر در خمش و یا محور خشی می‌باشد قائل میشوند. بدین ترتیب اگر طول دهانه در جهت  $x$  و عرض آن در جهت  $y$  باشد همانگونه که در معادله (۶-۹۵) فرض شده است  $M_y$  (بجای  $M_x$ ) را در تئوری تیرها بکار خواهیم برد، زیرا که محور  $y$  محور خنثایی است که حول آن خمش انجام می‌پذیرد.

بمنظور استخراج معادله دیفرانسیل خمش صفحه، تعادل گلبه نیروها و لنگرهای مؤثر بر عنصر صفحه را در نظر می‌گیریم. از لنگرگیری حول محورهای  $x$  و  $y$  و همچنین از برآیندگیری نیروها به موازات محور  $z$  سه معادله بدست خواهد آمد. در شکل (۶-۵۸) نمایش آزادی از عنصر صفحه‌ای که در آن تنها نیروهایی که در لنگر حول  $y$  دخالت دارند نمایش داده شده‌اند نشان داده شده است.





شکل (۶-۵۸) - نمایش آزاد نیروهایی که در دوران حول  $y$  دخالت دارند (نیروها داخل در دوران حول  $x$  نشان داده نشده‌اند).

از لنگرگیری حول محور  $y$  معادله زیر بدست می‌آید.

$$M_x dy + \frac{\partial M_x}{\partial x} dx dy - M_x dy + M_{yx} dx + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} dx dy - M_{yx} dx - (Q_x dy + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx dy) dx - q dx dy \frac{dx}{2} = 0$$

(صرفنظر میشود) (بازوی لنگر) (صرفنظر میشود)

اگر از بی نهایت کوچک‌های (۱) درجه بالا صرفنظر کنیم و همه را به  $dx dy$  تقسیم نمایم خواهیم داشت.

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} - Q_x = 0 \quad (۶-۹۶)$$

به همین ترتیب از لنگرگیری حول محور  $x$  خواهیم داشت.

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y = 0 \quad (۶-۹۷)$$

(1) infinitesimal

تعداد نیروها در راستای محور z منجر به رابطه زیر خواهد شد .

$$-\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + q = 0 \quad (98-6)$$

اگر مقادیر  $Q_x$  و  $Q_y$  را از معادلات (۹۶-۶) و (۹۷-۶) در معادله (۹۸-۶) قرار دهیم نهایتاً خواهیم داشت .

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial M_{xy}}{\partial x \partial y} = -q \quad (99-6)$$

اگر  $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$  بگیریم و مقادیر معادله (۹۳-۶) را در معادله (۹۹-۶) قرار دهیم معادله دیفرانسیل خمش صفحات به صورت زیر بدست خواهد آمد .

$$D \left( \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q \quad (100-6)$$

اگر معادله (۱۰۰-۶) را برای تیری بعرض b بنویسیم ، معادله دیفرانسیل نیز به صورت زیر درمی آید .

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = qb \quad (101-6)$$

درین معادله qb مقدار بار در واحد طول دهانه تیر می باشد .

#### کمانش صفحه تحت اثر بار فشاری یکنواخت

آنچه ذیلاً ذکر میشود روشی است که اساساً توسط تیموشنکو (مرجع 41) ارائه شده و توسط جرستل<sup>۱</sup> (42) تغییراتی به آن داده شده است ، اگر q را شکل کلی بار جانبی موثر بر صفحه بدانیم بنحویکه این بار سبب خمش صفحه شده باشد ، میخواهیم مؤلفه جانبی نیروی فشاری  $N_x$  را زمانیکه صفحه بصورت مختصری کمانش یافته باشد پیدا کنیم . با توجه به شکل

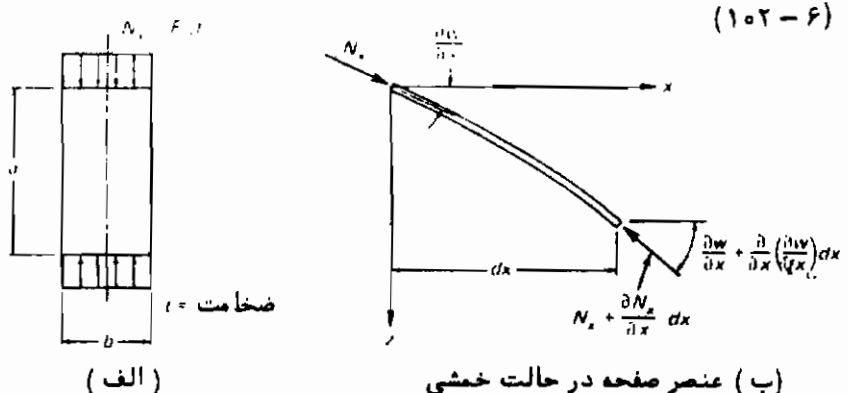
(1) Gerstle

(۶-۵۹ ب) اگر مجموع نیروهای مؤثر بر عنصر صفحه را که در راستای محور Z عمل می‌کنند در نظر بگیریم خواهیم داشت.

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

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

(۶-۱۰۲)



(الف) (ب) عنصر صفحه در حالت خمشی

شکل (۶-۵۹) - صفحه تحت اثر بار فشاری یکنواخت

اگر از جملات بینهایت کوچک درجه بالا صرف نظر کنیم داریم.

$$q = -N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (۶-۱۰۳)$$

و بدین ترتیب معادله دیفرانسیل (۶-۱۰۰) خواهد شد.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{N_x}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (۶-۱۰۴)$$

این معادله، دیفرانسیلی است که در آن w تابعی از x و y می‌باشد، و لذا می‌توانیم w را حاصلضرب دو تابع که اولی X(x) تابعی از x و دومی Y(y) تابعی از y می‌باشد

بدانیم. علاوه بر این میتوان فرض کرد که کمانش صفحه در راستای محور  $x$  منحنی سینوسی به صفحه بدهد با این فرضیات خواهیم داشت،

$$W = X(x) Y(y) \quad (105-6)$$

و فرض می‌کنیم که،

$$X(x) = \sin \frac{m \pi x}{a}$$

بدین ترتیب تابع  $X(x)$  شرایط خیز صفر و لنگر صفر را برای تکیه‌گاه‌های ساده، صفحه تأمین می‌کند. اگر تابع (۱۰۵-۶) را در معادله (۱۰۴-۶) قرار دهیم و عبارت مشترک  $\sin \frac{m \pi x}{a}$  را حذف کنیم خواهیم داشت،

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

$$\frac{d^4 Y}{dy^4} - 2 \left(\frac{m \pi}{a}\right)^2 \frac{d^2 Y}{dy^2} + \left[ \left(\frac{m \pi}{a}\right)^4 - \frac{N_x}{D} \left(\frac{m \pi}{a}\right)^2 \right] Y = 0 \quad (106-6)$$

این یک معادله دیفرانسیل متعارف درجه چهار همگی می‌باشد. جواب این معادله میتواند به صورت زیر باشد.

$$Y = C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 \sin \beta y + C_4 \cos \beta y \quad (107-6)$$

درین معادله داریم،

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

بدین ترتیب معادله، کامل تغییر مکان تیر خواهد شد.

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

(۱۰۸-۶)

این معادله بایستی شرایط حدی را تأمین کند، اگر فرض کنیم که محور  $x$  محور تقارن صفحه باشد، بعبارت دیگر شرایط تکیه‌گاه‌های دو لبه، صفحه که بموازات جهت بارگذاری می‌باشند یکسان باشد. ضرایب فرد  $C_1$  و  $C_3$  باید صفر گردند، لذا

$$W = (C_2 \cosh \alpha y + C_4 \cos \beta y) \sin \frac{m\pi x}{a} \quad (109-6)$$

با فرض ساده بودن تکیه‌گاه در لبه‌های  $y = \frac{b}{2}$  و  $y = -\frac{b}{2}$  باید برای  $y = \pm \frac{b}{2}$  داشته باشیم.

$$W = 0 = \left[ C_2 \cosh\left(\alpha \frac{b}{2}\right) + C_4 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) \right] \sin \frac{m\pi x}{a} \quad (110-6)$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = 0 = \left[ C_2 \alpha^2 \cosh\left(\alpha \frac{b}{2}\right) - C_4 \beta^2 \cos \beta \frac{b}{2} \right] \sin \frac{m\pi x}{a}$$

برای اینکه این معادلات جوابی به غیر از  $C_2 = C_4 = 0$  داشته باشد بایستی دترمینان ضرایب برابر با صفر گردد لذا:

$$(\alpha^2 + \beta^2) \cosh \alpha \frac{b}{2} \cos \beta \frac{b}{2} = 0 \quad (111-6)$$

چون  $\alpha^2 \neq -\beta^2$  مگر اینکه  $N_x = 0$  (که بی‌معنی خواهد بود) و چون  $\cosh \alpha \frac{b}{2} > 1$  است تنها شرط برقراری معادله (۱۱۱-۶) اینست که داشته باشیم.

$$\cos \beta \frac{b}{2} = 0$$

و یا این‌که داشته باشیم.

$$\beta \frac{b}{2} = \frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}, \frac{5\pi}{2}, \dots$$

اگر کمترین مقدار را برای  $\beta \frac{b}{2}$  انتخاب کنیم و مقدار  $\beta$  را از طریق معادله (۱۰۷-۶) بجایش بگذاریم خواهیم داشت.

$$\frac{b}{2} \sqrt{-\left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\frac{N_x}{D} \left(\frac{m\pi}{a}\right)^2}} = \frac{\pi}{2}$$

$$\frac{N_x}{D} \left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 = \left[ \frac{\pi^2}{b^2} + \left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 \right]$$

$$N_x = D \left[ \frac{\pi^2 a}{b^2 m^2} + \frac{m\pi}{a} \right]^2$$

$$N_x = \frac{D\pi^2}{b^2} \left[ \frac{1}{m} \frac{a}{b} + m \frac{b}{a} \right]^2 \quad (112-6)$$

چون  $N_x = F_{cr} t$  و  $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$  می‌باشد لذا تنش ارتجاعی کمانش برابر خواهد شد .

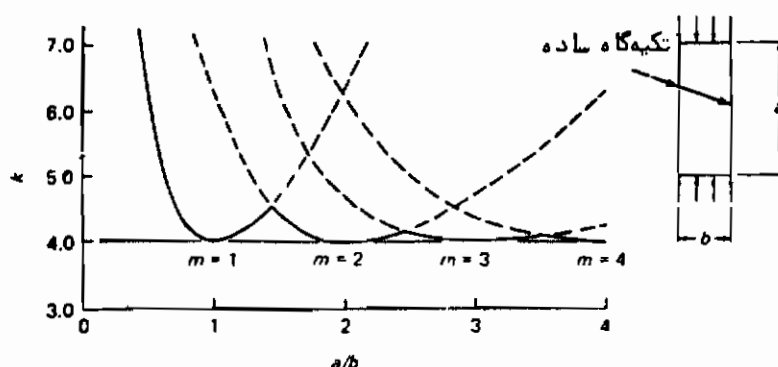
$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (113-6)$$

برای حالت خاص فوق‌الذکر مقدار  $k$  خواهد شد .

$$k = \left[ \frac{1}{m} \times \frac{a}{b} + m \frac{b}{a} \right]^2 \quad (114-6)$$

ضریب کمانشی  $k$  تابعی از نوع بارهای خارجی (درین حالت فشار یکنواخت خارجی در دو لبه متقابل است) ، شرایط تکیه‌گاهی لبه‌ها (درین حالت هر چهار لبه ورق ساده گرفته شده است) و نسبت  $\frac{a}{b}$  ورق می‌باشد که در مقدار  $k$  به صورت مستقیمی وارد شده است .  
معادله‌ی کمانش صفحات و عبارت دیگر معادله (113-6) یک معادله کاملاً کلی است و آنچه که نهایتاً به معادله (113-6) انجامید روش خاصی جهت شرح چگونگی استخراج

آن معادله می‌باشد. عدد صحیح  $m$  بیان کننده تعداد نیم موج منحنی کمانش در جهت  $X$  می‌باشد. در شکل (۶-۶) می‌بینیم که به ازای هر مقدار دلخواه  $m$  مقدار حداقلی برای  $k$  وجود دارد که بیان کننده ضعیف‌ترین شرایط می‌باشد. دیده می‌شود که این مقدار حداقل زمانی وجود خواهد داشت که طول صفحه ضریب زوجی از عرض ورق باشد مقدار ضریب نشان دهنده تعداد نیم موج‌های<sup>(۱)</sup> منحنی کمانش صفحه خواهد بود



شکل (۶-۶) - ضریب کمانشی برای صفحاتیکه تحت اثر بار یکنواخت فشاریست (دولبه طولی روی تکیه‌گاه دولبه طولی ساده است معادله) (۶-۱۱۴)

بدین ترتیب اگر  $\frac{a}{b} = m$  قرار داده شود خواهیم داشت  $k = 4$ ، همچنین هر قدر بزرگتر می‌شود شکل منحنی مسطح‌تر شده و مقدار ثابت  $k$  به سمت ۴ تمایل بیشتری پیدا می‌کند. همان مقدار ۴ برای  $k$  تعیین کننده معادله تنش کمانش ارتجاعی صفحه هرگاه تحت اثر نیروی یکنواخت فشاری قرار داشته باشد خواهد بود (بشرطی که دولبه طولی آن روی تکیه‌گاهی ساده قرار داشته باشد)

$$F_{cr} = \frac{4 \pi^2 E}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{2}\right)^2} \quad (۶-۱۱۵)$$

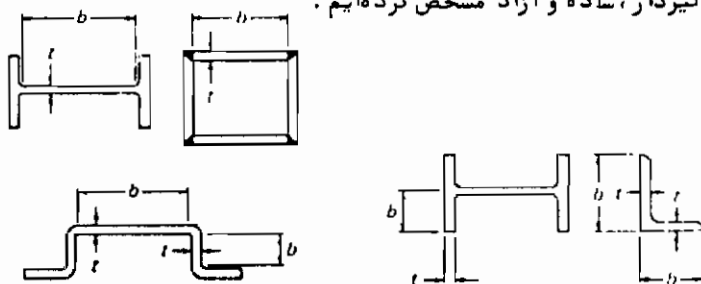
۶-۱۵ = مقاومت ورقها تحت بار یکنواخت فشاری در دولبه متقابل  
از آنجائیکه نیمرخهای نورد شده و نیمرخهای ساخته شده همگی ترکیبی از ورق می‌باشند

لذا مقاومت ستونی قطعه که بر اساس ضریب لاغری کلی نیمرخ می‌باشد زمانی تعیین کننده خواهد بود که امکان کماتش موضعی عناصر ورق تشکیل دهنده، نیمرخ ستون ممکن نباشد. کماتش موضعی هر یک از ورقهای تشکیل دهنده، قطعه ممکن است سبب کماتش زودرس قطعه شده و یا حداقل سبب غیریکنواختی توزیع تنش در مقطع ستون گردیده و مقاومت کلی آنرا تقلیل دهد. در بند ۶ - ۱۴ مطلب اصلی راجع به پایداری ارتجاعی ورقها آورده شد و دیدیم که مقدار تنش بحرانی مربوط به کماتش ارتجاعی ورقها از طریق رابطه زیر مشخص میگردد.

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (۶-۱۱۳)$$

درین معادله  $k$  مقدار ثابتی است که بستگی به نوع تنش، شرایط تکیهگاهی، نسبت طول به عرض ورق،  $E$  ضریب ارتجاعی  $\mu$  نسبت پواسون و  $\frac{b}{t}$  نسبت عرض به ضخامت ورق دارد. در حالت کلی ورقهای سازنده قطعات را میتوان به دو دسته تقسیم نمود: (۱) عناصر تقویت شده<sup>۱</sup> که درین ورقها دو لبه موازی با جهت تنش در ورق، بعناصر دیگر متصل شده و یا اینکه دارای تکیهگاهی باشد (۲) عناصر تقویت نشده: در این ورقها یک لبه موازی با امتداد تنش بدون تکیهگاه بوده و کاملاً آزاد است. برای مثالهایی ازین نوع قطعات به بند ۶ - ۸ و شکل (۶ - ۶۱) مراجعه شود.

برای قطعات نشان داده شده در شکل (۶ - ۶۱) درجات مختلف گیرداری برای لبه‌های ورقهای تشکیل دهنده قطعه وجود دارد. در شکل (۶ - ۶۲) تغییرات  $k$  را بر اساس نسبت  $\frac{a}{b}$  ورقها برای چندین نوع ورق با شرایط ایده‌آل تکیهگاهی عبارت دیگر برای ورقهای با تکیهگاه‌های گیردار، ساده و آزاد مشخص کرده‌ایم.

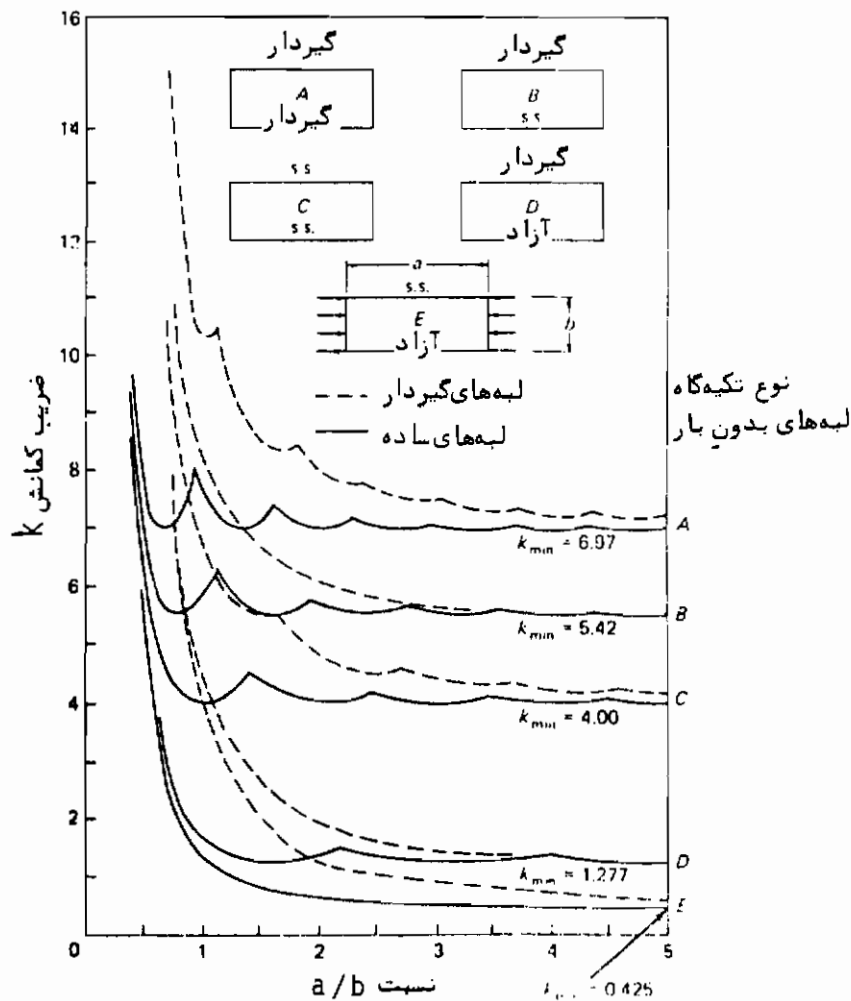


شکل (۶ - ۶۱) - عناصر تقویت شده و تقویت نشده فشاری

(1) Stiffened elements



عملاً "مقاومت نهایی ورقهای فشاری بستگی به عوامل بسیاری دارد که می توانند مقاومت کلی ستونها را تحت الشعاع قرار دهند، یکی از عوامل اصلی تنش های پس ماند است. در شکل (۶ - ۶۳) رفتار کلی ورقهای فشاری را نشان داده ایم. اگر فرض شود که مصالح تشکیل دهنده صفحه از نوع ارتجاعی-خمیری ایده آل باشد و در آن هیچگونه تنش پس ماند وجود نداشته باشد، تا زمان رسیدن تنش به تنش بحرانی  $F_{cr}$  توزیع تنش به شکل یکنواخت خواهد بود. اگر بارگذاری ورق بعد از رسیدن تنش به  $F_{cr}$  ادامه پیدا کند قسمتی از ورق که دورتر از تکیه گاه های کناری آن قرار دارد از صفحه اصلی خود بیرون خواهد زد.



شکل (۶ - ۶۲) - ضرایب کاهش ارتجاعی برای قطعات مستطیلی شکل فشاری.

در اثر یک چنین نحوه تغییر مکانی، توزیع تنش از مقطع صفحه حتی اگر بار فشاری از طریق دو قطعه کاملاً صلب بدوانتهای صفحه وارد شود از شکل یکنواخت خارج خواهد شد.

با توجه به شکل (۶-۶۳) دیده میشود که مقاومت ورقی که تحت اثر بارهای فشاری در راستای میان صفحه خود قرار دارد از دو مؤلفه تشکیل میگردد. (۱) تنش کماتش ارتجاعی، یا غیر ارتجاعی که از طریق معادله (۶-۱۱۳) محاسبه میشود و (۲) مقاومت بعد کماتشی، معلوم شده است که مقاومت بعد کماتشی ورق‌ها هر قدر نسبت  $\frac{b}{t}$  افزایش یابد بیشتر میگردد. اگر مقدار  $\frac{b}{t}$  تقلیل یابد نه تنها مقاومت بعد از کماتش ورق منتهی میگردد بلکه ممکن است حتی تنش در ورق جاری شده و مقدار آن به کرنش سختی نیز برسد و عبارت دیگر نسبت  $\frac{Cr}{F_y}$  بیشتر از واحد شود. برای ورقهایی که در آنها تنش پس ماند وجود ندارد (با توجه به شکل ۶-۶۴) سه ناحیه جهت بررسی مقاومتی آنها وجود دارد، کماتش ارتجاعی (هدلولی الر)، جاری شدن (قطعات AB، A'B و A''B) و کرنش سختی.

اگر نسبت  $\frac{F_y Cr}{F_y}$  را با  $\frac{1}{\lambda^2}$  نشان دهیم، برای ورقها خواهیم داشت.

$$\lambda = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y (12)(1 - \mu^2)}{2Ek}} \quad (۶-۱۱۶)$$

با توجه به شکل (۶-۶۴) دیده میشود که ورقها (منحنی‌های ب و ج) در مقام مقایسه با ستونها (منحنی الف) بازا<sup>۱</sup> مقدار بیشتری از  $\lambda$  به کرنش سختی می‌رسند. در مباحث قبلی که درباره<sup>۲</sup> ستونها بود مقدار  $\lambda$  که بازا<sup>۱</sup> آن کرنش سختی آغاز میشد ( $\lambda_0$ ) برابر با صفر فرض شد زیرا مقدار آن نسبتاً ناچیز خواهد بود. مقدار  $\lambda_0$  برای ستونها و ورقها که تحت اثر فشار یکنواخت در دو انتهای خود قرار دارند برای فولاد نرمه با (بار)  $F_y = 2480$  توسط هایجر<sup>۱</sup> و ثورلیمان<sup>۲</sup> در مرجع (۴۴) به صورت زیر معین شده است:

ستونها  $\lambda_0 = 0.173 \left( \frac{KL}{r} = 15.7 \right)$

بال‌های طویل مفصلی  $\lambda_0 = 0.455 \left( \frac{b}{t} = 8.15 \right)$

بال‌های گیردار  $\lambda_0 = 0.461 \left( \frac{b}{t} = 14.3 \right)$

جان‌های مفصلی  $\lambda_0 = 0.588 \left( \frac{b}{t} = 32.3 \right)$

جان‌های گیردار  $\lambda_0 = 0.579 \left( \frac{b}{t} = 42.0 \right)$

(1) Haaijer

(2) Thurlimann

از نتایج بدست آمده فوق دیده میشود که علی‌الاصول عامل اصلی تعیین کننده مقدار  $\lambda_0$  اینست که ورق تحت اثر بار فشاری، در راستای دولیه موازی با امتداد تنش دارای چه نوع تکیه‌گاهی باشد. زیرا که عملاً "درجه گیرداری این نوع ورق‌ها در راستای دو لبه بار شده (ساده باشد یا گیردار) هیچگونه تأثیری ندارد. به این ترتیب منحنی‌های (ب) و (ج) از شکل (۶-۶۴) می‌توانند نشان دهند، دو حالت فوق‌الذکر باشد. درین حالت نقطه  $A'$  در  $\lambda = 0.46$  و  $A''$  در  $\lambda = 0.58$  گرفته شده‌اند.

از آنجائی که ورق‌ها نیز مانند نیمرخ‌های نورد شده دارای تنش‌های پس ماند می‌باشند تغییرات واقعی تنش باید توسط منحنی انتقالی فی‌مابین منحنی الی و نقطه‌ای که در آنها کرنش سختی آغاز می‌گردد (شکل ۶-۶۴) نمایش داده شود. پیشنهاد شده است (مرجع ۴۴) که منحنی انتقال برای قطعات فشاری را می‌توان بر اساس رابطه زیر گرفت.

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = 1 - \left(1 - \frac{F_p}{F_y}\right) \left(\frac{\lambda - \lambda_0}{\lambda_p - \lambda_0}\right)^n \quad (6-117)$$

درین رابطه  $\lambda_p$  (تابع لاغری) در  $F_p$  (حد خطی) می‌باشد.

سهمی SSRC را که برای مقاومت ستونها توسط معادله (۶-۴۱) ارائه شده است میتواند

از طریق معادله (۶-۱۱۷) با قرار دادن  $n = 2$  و  $\lambda_0 = 0$ ،  $\lambda_p = \sqrt{2}$  با  $F_{cr}/F_y = 0.5$  روی هذلولی الی با قرار دادن

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

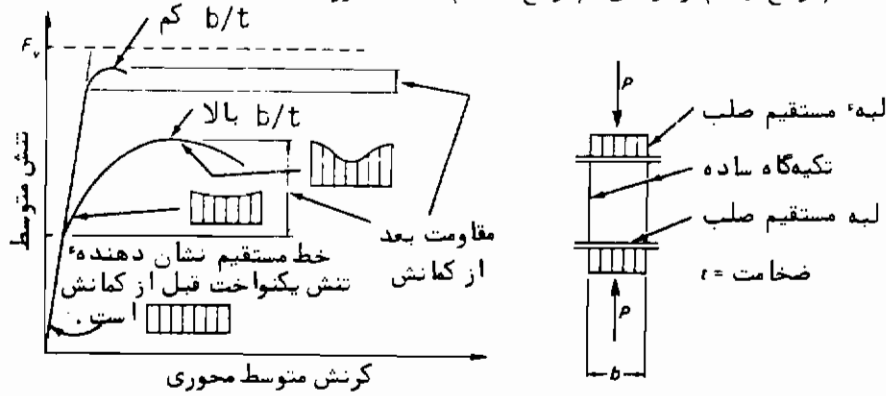
بدست آورد. چون تأثیر تنش پس ماند روی کمانش صفحات به مانند تأثیر آن روی کمانش ستونها جدی نمی‌باشد لذا اگر مقدار  $n$  بزرگتر از ۲ گرفته شود منطقی خواهد بود.

اگر کمانش غیر ارتجاعی مورد نظر باشد، مقدار ضریب ارتجاعی برای محاسبه کرنش در

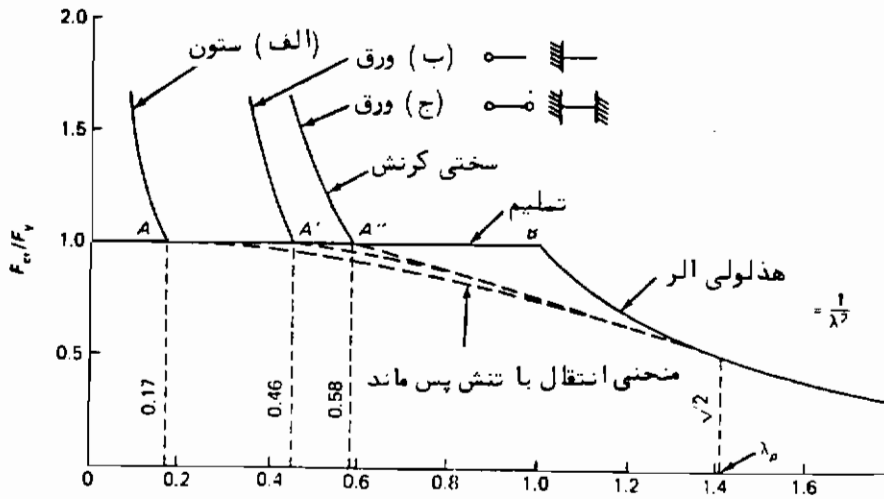
امتداد تنش حداکثر  $\epsilon$  با بستی برابر با مدول ماسی گرفته شود. با توجه به معادله (۶-۸۹ الف) معلوم میشود که اگر کرنش در امتداد  $x$  در حیطه غیر ارتجاعی و در امتداد  $y$  در حیطه ارتجاعی باشد از مقدار  $E$  نمیتوان فاکتورگیری کرد. بلیچ در مرجع (20) برای این حالت کاربرد

مقادیر مختلف  $E$  را پیشنهاد می‌کند و پیشنهاد می‌کند که مقدار  $\sqrt{\frac{E_t}{E}}$  را بصورت دلخواهی به شکل ضریبی برای معادله (۶-۱۱۴) بکار برند. این روش که روش دیگری نسبت به معادله (۶-۱۱۷) می‌باشد در حقیقت تفاوتی با آن ندارد ولی تغییرات  $E_t$  را معین نمی‌کند.

روش‌های دیگر بررسی کمانش غیرارتجاعی ورقها را میتوان با مراجعه به آثار فن کارمن<sup>۱</sup> و شلر<sup>۲</sup> (مرجع ۴۵) وینتر<sup>۳</sup> (مرجع ۴۶) جمبوک<sup>۴</sup> و کلارک<sup>۵</sup> (مرجع ۴۷)، کلارک و رولف<sup>۶</sup> (مرجع ۴۸) و بولسن<sup>۷</sup> (مرجع ۴۹) بدست آورد.



شکل (۶-۶۳) - رفتار ورق تحت اثر فشار روی لبه‌های آن



$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y (12)(1-\mu^2)}{\pi^2 E k}}$$

شکل (۶-۶۴) مقایسه‌ای از کمانش ورقها و کمانش ستونها

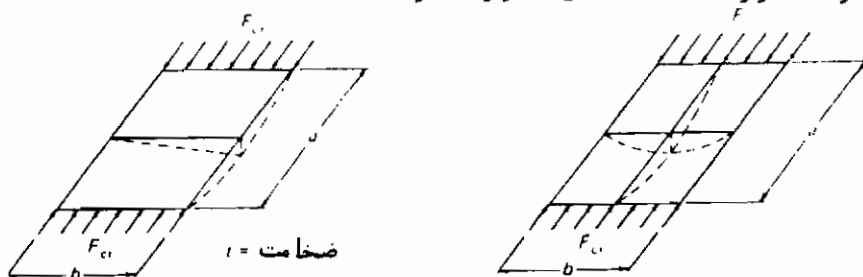
- |                |             |
|----------------|-------------|
| (1) Von Karman | (2) Sechler |
| (3) Winter     | (4) Jombock |
| (5) Clark      | (6) Rolf    |
| (7) Bulson     |             |

به صورت خلاصه مقاومت ورقها در برابر فشار وارده بر لبه‌های آن میتواند با حدود زیر معین گردد (۱) کرنش سختی، با مقدار  $\lambda$  پائین (۲) جاری شدن، با مقدار  $\lambda$  حدود ۵/۵ و ۶/۵ (۳) کمانش غیر ارتجاعی، که با منحنی انتقال نمایش داده میشود (برخی از تارهای قطعه جاری شده و برخی دیگر در حیطه ارتجاعی باقی می‌مانند) (۴) کمانش ارتجاعی که با هذلولی‌الر نمایش داده میشود. برای  $\lambda$  برابر با ۱/۴ و (۵) مقاومت بعد از کمانش با توزیع دوباره تنش و تغییر شکل بزرگ برای  $\lambda$  بزرگتر از ۱/۵.

برای مسائل طراحی، می‌باید ضوابط جامعی جهت تصمیم‌گیری برای مقدار و حدود تغییرات قابل قبول  $\lambda$  اتخاذ گردد و دیده میشود که چگونه انتخاب آن بصورت محافظه‌کارانه (و ساده) و یا "نسبه" دقیق (و "نسبه" پیچیده) برای استفاده در آئین‌نامه‌ها جهت تعیین مقاومت ورقها معین میگردد.

#### ۶-۱۶ = روش‌های جلوگیری از کمانش ورقها در طرح ارتجاعی AISC

به منظوری بردن به زیربنای ضوابط سازه‌های فولادی همانگونه که در مباحث ۶-۱۵ و ۶-۱۴ ذکر شد از خواننده دعوت میشود که به مطالب مربوط به پایداری و مقاومت ورقها توجه خاص نشان دهد. گرچه آنچه قبلاً گفته شد جهت درک عملکرد بسیاری از عناصری که قطعات ستونی را تشکیل میدهند (نظیر بال‌ها، جان‌ها، نبشی‌ها و ورق‌های پوششی<sup>۱</sup>) و امکان کمانش موضعی آنها قبل از کمانش کلی ستون ممکن می‌باشد کافی بنظر می‌رسد. نظیر این قطعات را در شکل (۶-۶) نشان داده‌ایم. تغییر مکان کمانشی ورقهای تحت تأثیر فشار یکنواخت در دو طبقه‌بندی زیر در شکل (۶-۶۵) آورده شده است: (۱) عناصر ورق شکل "تقویت نشده" که دارای لبه‌ای آزاد در امتداد تنشهای وارده باشند (۲) عناصر ورق شکل "تقویت شده" که در دو لبه موازی با امتداد تنشهای وارده دارای تکیه‌گاه باشند.



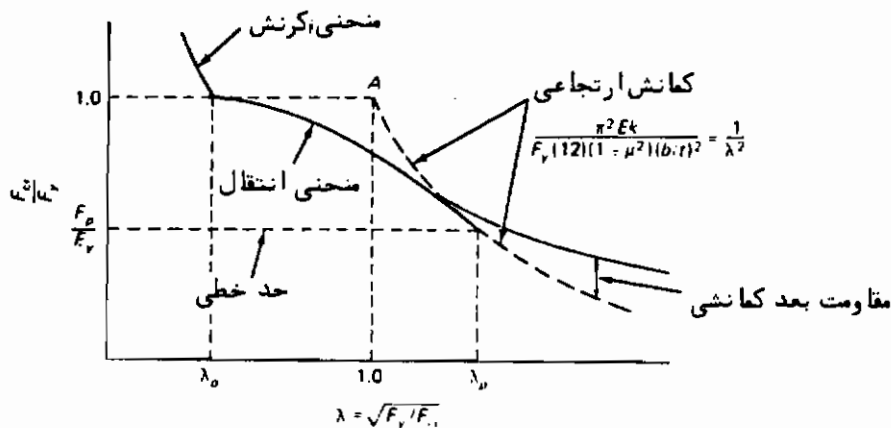
شکل (۶-۶۵) - تغییر مکان کمانش ورقها تحت اثر فشار یکنواخت

(1) Cover Plates

ورقها نیز تحت اثر فشار رفتاری مشابه رفتار ستونها دارند و رابطه اساسی کمانشی برای آنها که نظیر رابطه کمانش الی برای ستونها می باشد قبلاً " توسط رابطه (۶-۱۱۳) به صورت زیر بدست آمد .

$$F_{er} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (6-113)$$

درین رابطه  $k$  ضریب ثابتی است که بستگی به نوع تنش، شرایط لبه های ورق و نسبت طول به عرض آن دارد.  $\mu$  ضریب پواسن و  $\frac{b}{t}$  نسبت عرض به ضخامت ورق است (شکل ۶-۶۵). مقادیر متعارف  $k$  در شکل (۶-۶۲) داده شده است. میدانیم که بازاء مقادیر کم  $\frac{b}{t}$  قبل از اینکه کمانشی اتفاق افتد تنش در قطعه به کرنش سختی می رسد و بازاء مقادیر متوسط  $\frac{b}{t}$  تنش های پس ماند و یا عیوب موجود در قطعه سبب بوجود آمدن کمانش غیرارجاعی قطعه شده و تنش های نهایی بر طبق منحنی انتقال کمانش غیرارجاعی خواهد بود و هر گاه مقدار  $\frac{b}{t}$  بالا باشد کمانش قطعه بر طبق معادله (۶-۱۱۳) اتفاق خواهد افتاد. مقاومت واقعی ورقها بازاء مقادیر بالای  $\frac{b}{t}$  بیشتر از مقاومت کمانشی آنها می باشد به عبارت دیگر در ورقها مقاومتی بعد از کمانش قطعه<sup>۱</sup> بوجود می آید. یک چنین مقاومتی را برای ورقها، به صورتی بی بعد در شکل (۶-۶۶) نشان داده ایم.



شکل (۶-۶۶)

(1) Post buckling strength

قبل از این که ضوابط محاسباتی تدوین گردد بایستی هدف و کاربرد آنها دقیقاً معین شود. قبل از سال ۱۹۶۹ میلادی ضوابط طراحی AISC بمنظور طرح ستونهایی که قادر باشند به تنش تسلیم فولاد قبل از کمانش موضعی قطعات تشکیل دهنده آنها برسند تهیه می شدند. منطقاً نیز جلوگیری از کمانش موضعی هر یک از عناصر ستون قبل از کمانش کلی آن که برطبق ضریب لاغری کل قطعه بدست می آید بسیار صحیح خواهد بود. لذا درین حالت ضابطه عملکردی<sup>۱</sup> به صورت زیر خواهد بود.

$$F_{cr} > F_{cr} \text{ کل ستون} \\ \text{عناصر تشکیل دهنده (ورقها)}$$

رابطه فوق به این معناست که  $\frac{b}{t}$  بستگی به ضریب لاغری کل ستون دارد. اگر مقاومت اضافی بعد کمانشی نیز در نظر گرفته شود رابطه فوق الذکر ارتباط پیچیده تری خواهد داشت. در حالت کلی اگر از مقاومت اضافی بعد کمانشی برای ورقهای نورد شده با ضخامت بیشتر از ۴/۵ میلیمتر صرف نظر شود خطای قابل توجهی اتفاق نمی افتد.

سالمهای متعددی است که ضوابط AISI (مرجع ۵۱) برای طراحی نیمرخهای پرسی شده<sup>۲</sup> از ضابطه (۶-۱۱۸) تبعیت کرده است. آئین نامه AISC نیز از سال ۱۹۶۹ میلادی پیش بینی هایی جهت در نظر گرفتن مقاومت بعد کمانشی انجام داده و امکان بالا بردن نسبت عرض به ضخامت ورقهای تشکیل دهنده قطعه را در مقام مقایسه با محدودیت های بند ۱-۹ از آن آئین نامه (به بند ۶-۸) مراجعه شود) ممکن ساخته است.

به منظور تسهیل در روش طراحی ضوابط بند ۱-۹ آئین نامه AISC تنش کمانشی عناصر ورق مانند قطعات فشاری را کمتر از تنش تسلیم نمی گیرد. بعبارت دیگر برطبق این ضوابط از کمانش ورقها قبل از اینکه تنش متوسط در آنها به  $F_y$  برسد جلوگیری می شود. محدودیت کلی برای جلوگیری از کمانش به صورت زیر خواهد بود:

$$F_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} > F_y \quad (6-119)$$

- (1) Performance requirement
- (2) Cold formed steels

اگر  $\mu = 0.3$  و  $E = 2.07 \times 10^6$  (بار) گرفته شود خواهیم داشت ( $F_y$  بر حسب bar)

$$\frac{b}{t} \leq 1360 \lambda \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad (6-120)$$

مقدار فوق توسط نقطه A در  $\lambda = 1/0$  روی شکل (6-66) نشان داده شده است این نقطه روی منحنی انتقال قرار گرفته است. به این جهت باید برای  $\lambda$  مقدار تقلیل یافته‌ای بمنظور حداقل رسانیدن انحراف بین  $F_y$  و منحنی انتقال که برای تنش‌های یس‌ماندوسایر عیوب رسم شده است بکار برد. لذا مقدار  $\lambda = 0.7$  که عددی منطقی است گرفته شده است بدین ترتیب خواهیم داشت.

$$\frac{b}{t} \leq 1360 \lambda \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 950 \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad (6-121)$$

درین رابطه  $F_y$  بر حسب bar خواهد بود. در جدول (6-65) نسبت عرض به ضخامت را برای حالات مختلف فشار یکنواخت ذکر کرده‌ایم.

#### 6-17 = ضوابط مربوط به کمانش ورقها در طرح خمیری AISC

چون تا فصل هفتم از طرح خمیری صحبتی نمیشود لذا تنها ضابطه تکمیلی که جهت طرح خمیری در بارده کمانش ورقها بایستی ذکر کرد اینست که ورقهایی که تحت اثر فشار یکنواخت می‌باشند بتوانند کرنشی بیش از کرنش حد ارتجاعی  $\epsilon_y$  بپذیرند. با توجه به شکل (6-67) بایستی کمانش موضعی در ورقهایی که تحت اثر فشار محوری هستند حتی زمانی که کرنش ورق در ناحیه خمیری باشد حتی اگر مقدار آن به کرنش سختی برسد اتفاق نیافتد. با توجه به شکل (6-66) برای مقدار  $\lambda$  بایستی عددی کمتر از  $\lambda$  انتخاب گردد بعبارت دیگر برای نسبت عرض به ضخامت ورق عددی کمتر از حالت مربوط به طرح ارتجاعی در نظر گرفته شود زیرا که در آن حالت مقدار افزایش کرنش از مقدار  $\epsilon_y$  بهیچ عنوان الزامی نیست.

بحث بیشتر نظری در مورد کمانش موضعی ورقها تحت اثر کرنش‌های قابل توجه خمیری بحث مورد نظر در این قسمت از کتاب نمی‌باشد. در هر صورت از بحث مختصری که در این قسمت انجام گرفت میتوان نتیجه گرفت که  $\lambda$  را بایستی به مقدار  $\lambda$  تقلیل داده مقدار آنرا در حدود  $0.46$  برای قطعات تقویت نشده<sup>۱</sup> فشاری و  $0.58$  برای قطعات تقویت شده<sup>۲</sup> فشاری گرفت (شکل 6-64).



جدول (۵ - ۶) - ضوابط مربوط به نسبت عرض به ضخامت عناصر ورق مانند قطعات که تحت فشار یکنواخت می باشند .

ضوابط AISC بند (۶ - ۸) بر حسب $F_y$ bar	$\frac{b}{t}$ معادله (۶-۱۲۱)	ضریب کماتشی شکل (۶-۶۲)	عناصر سازه
$630/\sqrt{F_y}$	$620/\sqrt{F_y}$	0.425	اعضای تقویت نشده (الف) نبشی های تک (شکل ۶-۱۹)
$790/\sqrt{F_y}$	$795/\sqrt{F_y}$	0.70*	(ب) بال قطعات ، نبشی های متصل هم (شکل ۶ - ۲۰)
$1055/\sqrt{F_y}$	$1075/\sqrt{F_y}$	1.277	(ج) ساق نیمرخ های سپری (شکل ۶ - ۲۱)
$1980/\sqrt{F_y}^{**}$			اعضای تقویت شده : (الف) - اعضای قوطی شکل با ضخامت یکسان
$2630/\sqrt{F_y}$	$2010/\sqrt{F_y}$	6.97***	(ب) صفحات یکسره سوراخ دار (شکل ۶ - ۲۲)
$2100/\sqrt{F_y}$	$2120/\sqrt{F_y}$	5.0****	(ج) سایر اعضای تقویت شده (شکل ۶ - ۲۳)

\* بصورتی دلخواه بنحوی که بین حالت دوسر ساده و دوسر گیردار واقع شود گرفته شده است .

\*\* مقاطع توخالی عموماً دارای مقاومت پیچشی اندکی در دو تکیه گاه ظریف خود هستند لذا ضریب آن چیزی کمتر از ۲۰۰۰ گرفته شده است .

\*\*\* با گیرداری کامل گرفته شده بنوعی که فرض میشود قسمت های باقی مانده صفحه دارای مقاومت کافی باشد .

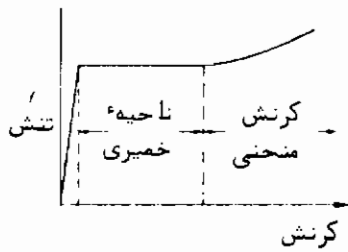
\*\*\*\* گیرداری دوسر ورق را درین حالت با  $\frac{1}{3}$  گیرداری گرفته اند (برای دوسر ساده  $k = 4/0$  و برای دوسر گیردار کامل  $k = 6/97$  می باشد) .

در مورد قطعات تقویت نشده معادله (۶-۱۲۱) با  $\lambda = 0/46$  خواهد شد.

$$\frac{b}{t} < 625 \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad (6-122)$$

اگر مقدار  $k = 0/425$  باشد (کمترین مقدار ممکن) معادله (۶-۱۲۲) خواهد شد.

$$\frac{b}{t} < \frac{410}{\sqrt{F_y}} \quad (6-123)$$



چون اثر تنش پس ماند در ناحیه خمیری ناپدید می شود و عیوب مصالح نیز اهمیت کمی دارد لذا محدودیت حاصل از معادله (۶-۱۲۳) بسیار جدی خواهد بود. در طراحی خمیری ضابطه AISC - 2.7 بجای اینکه رابطه عرض به ضخامت ورق را بر طبق معادله ای نظیر (۶-۱۲۳) بیان کند بصورت عدد مشخصی برای  $F_y$  مختلف ذکر می کند (جدول ۶-۶). در هر صورت ضابطه AISC در مورد فولادهایی با  $F_y$  پائین محدودیت منحنی را آنچنان که برای  $F_y$  بالا شکل (۶-۶۷) ناحیه خمیری و کرنش سختی قائل است اعمال نمی کند. و رابطه تنش و کرنش برای فولاد

در مورد قطعات تقویت شده معادله (۶-۱۲۱) با  $\lambda = 0/58$  بصورت زیر درمی آید.

$$\frac{b}{t} < 790 \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad (6-124)$$

اگر برای  $k = 0/4$  که کمترین مقدار می باشد و دو لبه ورق را بصورت لولافرض می کند (عملاً) مقدار  $k$  چیزی بین دو مقدار مربوط به حالات A و C از شکل ۶-۶۲ خواهد بود) بگیریم خواهیم داشت.

$$\frac{b}{t} < \frac{1578}{\sqrt{F_y}} \quad (6-125)$$

ضابطه AISC - 2.7 محدودیتی برابر با محدودیت ریر بصورت زیر معین می‌کند.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1580}{\sqrt{F_y}} \quad (۶-۱۲۶)$$

جدول (۶-۶) بمنظور روشن‌تر نمودن محدودیت ابعاد در طرح خمیری آورده شده است در صورتی که به بحث جامع‌تری در مورد کمانش موضعی در طرح خمیری نیاز باشد مینوان به مراجع (49) توسط لای<sup>۱</sup> و (50) مک درموت<sup>۲</sup> مراجعه نمود.

جدول (۶-۶) ضابطه نسبت عرض به ضخامت در طرح خمیری قطعات تحت فشار یکنواخت

عناصر تقویت شده	عناصر تقویت نشده		F <sub>y</sub> (bar) فولاد
	معادله (۶-۱۲۳)	AISC-2.7	
معادله (۶-۱۲۶) و (۶-۱۲۵)			
32.7	8.5	8.5	فولاد نرمه متعارف = 2333
28.3	7.2	7.4	3100
26.9	6.9	7.0	3400
24.5	6.3	6.3	4100
23.6	6.0	6.0	4500

۶-۱۸ = پیش بینی‌های AISC بمنظور در نظر گرفتن مقاومت کمانشی و بعد کمانشی عناصر ورق شکل

در ضوابط AISC قبل از سال ۱۹۶۹ میلادی، هرگاه نسبت عرض به ضخامت قطعه‌ای فشاری از آنچه در بند ۱-۹ ضوابط AISC ذکر شده است تجاوز می‌کرد اضافه عرض موجود محاسبه سطح مقطع و شعاع ژیراسیون مقطع داخل نمی‌گردید. معمولاً "مقاومت محاسباتی یک چنین مقطع تقلیل یافته‌ای کمتر از مقاومت واقعی قطعه می‌باشد ولی آنچنان یکنواخت نمی‌باشد رفتار واقعی قطعه روش دیگری را دیکته می‌کند روشی که بعد از سال ۱۹۶۹ بکار گرفته شده.

(1) Lay

(2) Mc Dermott

است.

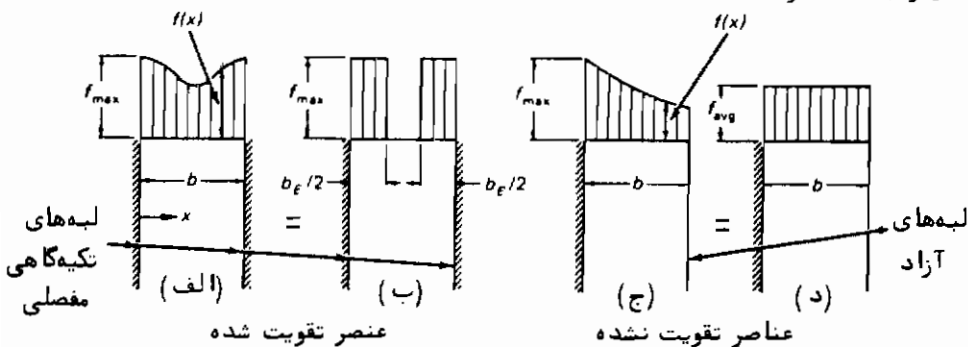
همانگونه که در بند ۶-۱۵ و ۶-۱۶ عناصر ورق مانند قطعات فشاری که چه به صورت تقویت شده و چه به صورت تقویت نشده وجود دارند ذکر شد (شکل ۶-۶۵) این قطعات دارای مقاومتی بعد از کمانش نیز می‌باشند که به آن مقاومت بعد کمانشی گفتیم. مقدار مقاومت بعد کمانشی برای عناصر تقویت شده قابل ملاحظه بوده ولی برای عناصر تقویت نشده آنچنان زیاد نمی‌باشد. چون امکان محاسبه مقاومت نهایی چنان عناصری وجود دارد منطقی است که از چنان افزایش مقاومتی در طراحی آنها استفاده نمود. در "ضوابط مربوط به طراحی قطعات ساخته شده از نیمرخهای پرس شده (مرجع 51) اربین مقاومت اضافی استفاده شده است. با توجه به شکل (۶-۶۸ الف) واضح است که مقاومت یک عنصر تقویت شده را میتوان با رابطه زیر نشان داد.

$$P_{ult} = t \int_0^b f(x) dx \quad (6-127)$$

که بیانگر انتگرال گیری از یک وضعیت غیر یکنواخت تنش می‌باشد. روش دیگر استفاده از "عرض موثر" بر طبق مشخصات شکل (۶-۶۸ ب) می‌باشد درین حالت خواهیم داشت.

$$P_{ult} = t b_E f_{max} \quad (\text{عناصر تقویت شده}) \quad (6-128)$$

درین رابطه  $b_E$  عرض موثریست که بر اساس آن تنش حداکثر به صورت یکنواخت ظرفیت صحیح کل را بدست خواهد داد.



شکل (۶-۶۸) - عناصر ورق مانند تحت اثر فشاری محوری، وضعیت حقیقی توزیع تنش و شکل معادل توزیع آن

شکل (۶-۶۸ ج) نشان می‌دهد که معادله (۶-۱۲۷) همچنان برای عناصر تقویت‌نشده صادق می‌باشد یا این اختلاف که دیگر توزیع تنش نسبت به مرکز قطعه متقارن نمی‌باشد. اگر درین حالت نیز از تنش تقلیل یافته  $f_{avg} < f_{max}$  استفاده شود، ظرفیت عنصر تقویت‌نشده را میتوان (شکل ۶-۶۸ د) به صورت زیر نوشت.

$$P_{ult} = t b f_{avg} \quad (\text{عناصر تقویت نشده}) \quad (۶-۱۲۹)$$

ضوابط AISC و AISI (مرجع 51) برای طراحی قطعات با جدار نازک معادلات (۶-۱۲۸) و (۶-۱۲۹) را انتخاب کرده‌اند البته عملاً "میتوان هر یک از این معادلات را برای هر یک از حالات فوق‌الذکر بکار برد. چون مقاومت بعد از کمانشی قطعات تقویت شده قابل توجه می‌باشد میتوان فرض کرد که پس از کمانش قسمتی از مقطع این قطعات کمانه کرده و دیگر در باربری قطعه مؤثر نباشد و برای قطعات تقویت شده نیز چون مقاومت بعد از کمانش این نوع قطعات نسبتاً "پائین است میتوان فرض نمود چون تحت تأثیر تنش تقلیل یافته قرار دارند این نوع قطعات اصولاً "کمانه نمایند".

#### مقاومت کلی ستون

جهت طراحی ستونها ترجیح داده میشود که از سطح ناخالص آنها استفاده گردد لذا برای عناصر تقویت‌نشده خواهیم داشت:

$$\frac{P_{ult}}{A_g} = \frac{A_{eff}}{A_g} f_{max} = Q_a f_{max} \quad (۶-۱۳۰)$$

و برای عناصر تقویت شده خواهیم داشت:

$$\frac{P_{ult}}{A_g} = \frac{f_{avg}}{f_{max}} (f_{max}) \frac{A_g}{A_g} = Q_s f_{max} \quad (۶-۱۳۱)$$

درین روابط  $Q_a$  و  $Q_s$  را میتوان ضریب شکل<sup>۱</sup> نامید.

(1) form یا Shape factor

اگر قطعه‌ای فشاری مرکب از عناصر تقویت شده و تقویت نشده باشد بمنظور تعیین  $f_{avg}$  بایستی آنرا همانند قطعه‌ای تقویت نشده در نظر گرفت، درین حالت عرض مؤثر عناصر تقویت شده را میتوان با فرض  $f_{max} = f_{avg}$  بدست آورد. بدین ترتیب ظرفیت کل قطعه خواهد شد.

$$P_{ult} = F_{avg} A_{eff} \quad (۱۳۲-۶)$$

اگر ظرفیت این رابطه را به  $A_g$  تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$\frac{P_{ult}}{A_g} = \frac{f_{avg}}{f_{max}} (f_{max}) \frac{A_{eff}}{A_g} = Q_s Q_a f_{max} \quad (۱۳۳-۶)$$

با دقت در روابط (۱۳۰-۶)، (۱۳۱-۶) و (۱۳۲-۶) دیده میشود که امکان وقوع کمانش موضعی قبل از کمانش کلی ستون را با حاصل ضرب تنش حداکثر در ضریب شکل  $Q$  مورد دقت قرارداد. اگر از سختی کز صرف نظر شود می توان تنش حداکثر را تنش تسلیم دانست و برطبق آنچه گفته شد این تنش را نیز به  $Q$  ضرب کرد. اگر معادله (۶-۴۱) SSRC را مورد بررسی قرار دهیم درین حالت به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$F_{cr} = Q F_y \left[ 1 - \frac{Q F_y}{4 \pi^2 E} \left( \frac{KL}{r} \right)^2 \right] \quad (۱۳۴-۶)$$

درین رابطه  $Q = Q_s Q_a$  خواهد شد و اگر با توجه به معادله (۱۳۴-۶)  $F_{cr} = \frac{Q F_y}{2}$  باشد ضریب لاغری مربوطه خواهد شد.

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{Q F_y}} \quad (۵۰-۶)$$

با وارد کردن ضریب اطمینان در معادله (۱۳۴-۶) فرمول مربوط به ضوابط AISC که همان معادله (۵۱-۶) نیز می باشد بدست خواهد آمد. زمانی که مقدار  $\frac{KL}{r}$  بیشتر از  $C_c$  باشد عملاً "تأثیر کمانش موضعی نسبت کمانش کلی ستون ناچیز شده و لذا از معادله‌الر بدون اعمال ضریب شکل جهت بررسی پایداری قطعه استفاده خواهد شد. چون ضریب شکل  $Q$  در معادلات تنش مجاز داخل میشود لذا محاسبه شعاع ژیراسیون

سطح مقطع ناخالص قطعه مورد نظر قرار خواهد گرفت .

مقدار ضریب شکل  $Q_s$  برای عناصر تقویت نشده

با توجه به شکل (۶-۶۶) دیده میشود که اگر  $Q_s$  کمتر از یک باشد بایستی  $\lambda > \lambda_0$  گردد و از یک سهمی انتقال نظیر معادله (۶-۱۱۷) میتوان بمنظور محاسبه تنش تقلیل یافته استفاده نمود . جهت تسهیل نیز میتوان از خط مستقیمی همانگونه که در منحنی (الف) از شکل (۶-۶۹) نشان داده شده است استفاده کرد . همانگونه که در شکل (۶-۶۹) دیده میشود فرض میشود که  $\lambda = 0.7$  بیشترین مقدار است که بازا  $F_{cr} = F_y$  می گردد و حد خطی بارها  $\lambda_p = \sqrt{2}$  بمانند حالت مربوط به کماتش کلی اتفاق می افتد . بعلت وجود مقاومت بعد کماتشی ، در آئین نامه AISC از منحنی الر مانند نظیر منحنی (B) بجای منحنی تفویک (C) شکل ۶-۶۹ استفاده شده و بدین ترتیب بارها  $\lambda_p = \sqrt{2}$  خواهیم داشت  $Q_s = \frac{F_{cr}}{F_y} = 0.65$  . البته میتوان از روابط مختلفی که منجر به یک چنان نتایج گردد نیز استفاده نمود .

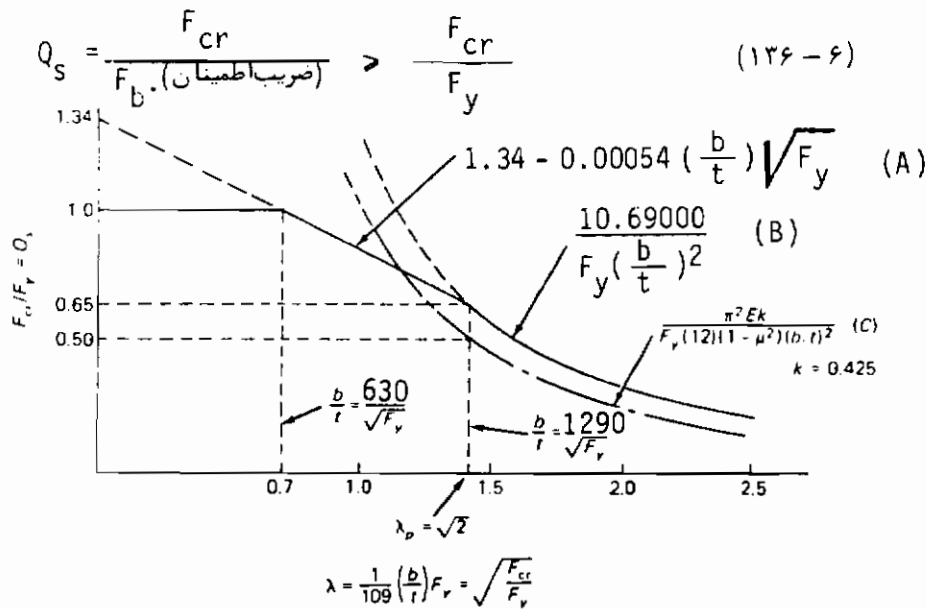
ضوابط AISC در ضمیمه خود معادلات لازم جهت تقلیل تنش برای حالت مختلف عناصر تقویت نشده ارائه کرده است . منطق حاکم برای یک چنان معادلاتی منطبق بر منحنی مذکور در شکل (۶-۶۹) و مطالب گفته شده در قبل در مورد نیمرخ نشی می باشد . سایر معادلات را میتوان به صورتی تقریبی همانگونه که در معادله (۶-۱۲۱) و جدول (۶-۵) دیده میشود متناسب با  $\sqrt{k}$  دانست . در جدول فوق الذکر مقدار  $k$  برای انواع مختلف عناصر تقویت نشده داده شده است .

همانگونه که از بحث فوق الذکر نتیجه گردید  $Q_s = \frac{F_{cr}}{F_y}$  می باشد و زمانی که کماتش کلی قطعه (بر اساس لاغری  $\frac{KL}{r}$ ) اتفاق می افتد مقدار متوسط تنش یعنی (ضریب اطمینان)  $\frac{P}{A} = F_a$  همواره کمتر از  $F_y$  می باشد یعنی کماتش موضعی یک عنصر تقویت نشده فقط زمانی می تواند کارایی مقطع را تقلیل دهد که مقدار  $F_{cr}$  برای عنصر ورق مانند قطعه کمتر از (ضریب اطمینان)  $F_a$  باشد .

بدین ترتیب در حالت کلی برای ستونها خواهیم داشت .

$$Q_s = \frac{F_{cr}}{F_y} > \frac{F_{cr}}{F_y} \quad (6-135)$$

و برای بال فشاری تیرها خواهیم داشت .



شکل (۶-۶۹) - مقاومت ورق معادل عناصر تقویت نشده فشاری (نبشی تک) . هر گاه یک لبه ورق یا تکیه گاه مفصلی و لبه دیگر آن آزاد فرض شود .

مقدار ضریب شکل  $Q_a$  برای عناصر تقویت شده

فکر استفاده از عرض مؤثر بشکلی که توزیع تنش در کل سطح آن عرضه صورتی یکساخت فرض گردد ، حتی اگر عملاً " چنین فرضی واقعیت نداشته باشد توسط فن کارمان<sup>۱</sup> (مرجع ۴۵) ارائه شد و سپس توسط ویلنتر (مرجع ۴۶) تعبیراتی در آن اعمال گردید . معادله ویلنتر که از سال ۱۹۴۶ میلادی در ضوابط AISI (مرجع ۵۱) مورد استفاده قرار گرفته است بصورت زیر می باشد .

$$\frac{bE}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[ 1.0 - \frac{0.475}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \quad (۱۳۷-۶)$$

درین رابطه  $f =$  تنش موجود در عنصر (که همان  $f_{max}$  در شکل ۶-۶۸ می باشد) .  
 $= \frac{b}{t}$  نسبت عرض واقعی به ضخامت عنصر

(۱) Von Karman



علی الاصول شکل معادله و مقادیر ثابت آن بنوعی تعیین شده‌اند که مقادیر عددی آن بتواند با مقادیر آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد .  
 اگر بجای (بار)  $E = 2.07 \times 10^6$  قرار دهیم خواهیم داشت .

$$\frac{b_E}{t} = \frac{2730}{\sqrt{f}} \left[ 1.0 - \frac{680}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right] \quad (138-6)$$

از طریق این معادله با قرار دادن تنش موجود  $f$  برحسب بار و بدون اعمال ضریب اطمینان مقدار صحیح عرض مؤثر بدست خواهد آمد .  
 بار دیگر از طریق معادله (۱۳۸-۶)

$$P_{ult} = b_E t f_{max} \quad (138-6)$$

اگر ضریب اطمینان را اعمال کنیم ( FS ) بار مجاز و ایمن کاربردی بدست خواهد آمد .

$$P_w = b_E t \left( \frac{f_{max}}{FS} \right) \quad (139-6)$$

حال اگر در معادله (۱۳۹-۶) ،  $F_a = \frac{f_{max}}{FS}$  قرار داده شود داریم .

$$P_w = b_E t F_a = A_{eff} F_a \quad (140-6)$$

نکته اصلی اینجا است که مقدار  $b_E$  در معادله (۱۴۰-۶) همان عرض مذکور در معادله (۱۳۸-۶) است که عرض مؤثر تحت اثر تنش  $f_{max}$  می‌باشد . بعبارت دیگر استفاده صحیح از معادله (۱۳۸-۶) با در نظر گرفتن تأثیر ضریب اطمینان مقدار  $\frac{b_E}{t}$  را بر اساس تنش برابر با حاصلضرب  $FS$  در  $f$  معین می‌کند .  
 اگر مقدار  $F_a$   $1/67$  (ضریب اطمینان  $= 1/67$ ) در معادله (۱۳۸-۶) قرار دهیم خواهیم داشت :

$$\frac{b_E}{t} = \frac{2100}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{530}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right] \quad (141-6)$$

نتایج آزمایشات با فولادهای نازک نشان داده است که ضریب ۵۳۰ را بایستی تقلیل داد و بدین جهت ضوابط AISC ضریب ۴۱۸ را بکار می‌برد.

$$\frac{b_E}{t} = \frac{2100}{f} \left[ 1 - \frac{418}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right] \quad (۱۴۲-۶)$$

این فرمول همان رابطه (۶-۵۸) است که قبلاً گفته شد که ضوابط AISC برای بال قطعات با مقطع مربعی و مستطیلی شکل ارائه می‌کند.

اختلاف موجود فی مابین دو معادله (۶-۱۴۱) و (۶-۱۴۲) را می‌توان به قسمی حاصل از درجه‌گیری فرض شده برای لبه‌گیری ورق (لنگر خمشی در طول لبه‌های تکیه‌گاهی شکل ۶-۶۸ ب) دانست. در نیمرخهای مورد اشاره که عمدتاً مورد بحث در سازه‌های فولادی است درجه‌گیری انتهای ورقها بیشتر از درجه‌گیری موجود در ورقهای نازک پرس شده می‌باشد (درین ورقها ضخامت‌ها عموماً کمتر از ۵ میلیمتر است).

برای دستیابی به مطالب بیشتری در مورد عرض مؤثر عناصر تقویت شده فشاری میتوان به آثار کارول<sup>۱</sup> شربورن<sup>۲</sup> (مرجع ۵۲ و ۵۳)، داوسن<sup>۳</sup> و واکر<sup>۴</sup> (مرجع ۵۴) و یا عبدالسید (مرجع ۵۳) مراجعه نمود. کالیانارامان<sup>۵</sup>، پکوز<sup>۶</sup> و وینتیر (مرجع ۵۷) رابطه عرض مؤثر را برای عناصر تقویت نشده نیز ارائه کرده‌اند.

چون ممکن است مقطع ستونی عناصر تقویت نشده نیز داشته باشد چون بر طبق روش طراحی فوق‌الذکر برای یک چنان عناصری از تنش متوسط تقلیل یافته استفاده شده، و از عرض مؤثر استفاده نمیشود لذا تنش غالب<sup>۷</sup> مجاز در عناصر تقویت نشده تنش مجاز کاربردی برای

- |                        |                |
|------------------------|----------------|
| (1) Koro1              | (2) Sherbourne |
| (3) Dawson             | (4) Walker     |
| (5) Kalyanaraman       | (6) Pekoz      |
| (7) Controlling Stress |                |

عناصر تقویت شده نیز خواهد بود. لذا تنش کاربردی خواهد شد.

$$f = \frac{F_{cr}}{F_s} \quad (\text{براساس عناصر تقویت نشده}) \quad (۱۴۳ - ۶)$$

بنابراین با استفاده از بیشترین مقدار منطقی (به معادله ۶ - ۱۳۵) مراجعه شود  $Q_s$  داریم:

$$Q_s = \frac{F_{cr}}{F_a \cdot (FS)} \quad (۱۴۴ - ۶)$$

نهایتاً " همانگونه که قبلاً" نیز ذکر شد (رابطه ۶ - ۶۰) مقدار  $Q_a$  برابر است با:

$$Q_a = \frac{t \cdot (\text{عرض مؤثر})}{\text{سطح مقطع ناخالص}} = \frac{A_e}{A_g}$$

که درین رابطه  $A_e = A_g - \sum (b - b_E)t$  می باشد.

### مشخصات طراحی

بمنظور تعیین تنش‌های اسمی  $f_a = \frac{P}{A}$  و  $f_b = \frac{M}{S}$  که حاصل از بارهای کاربردی می باشند بایستی از قواعد زیر تبعیت نمود (برطبق ضوابط طراحی):

در مورد فشار محوری

۱- از سطح مقطع ناخالص جهت تعیین  $\frac{P}{A}$  استفاده شود.

۲- از شعاع ژیراسیون سطح مقطع ناخالص جهت محاسبه  $\frac{KL}{r}$  استفاده شود.

آنچه گفته شد با فلسفه بیان شده قبلی که بر طبق آن معادلات (۶ - ۱۳۰) و (۶ - ۱۳۳) استخراج گردید مطابقت دارد.

در مورد خمش

۱- از مشخصات هندسی تقلیل یافته تیر در صورتی که دارای عناصر تقویت شده باشد

استفاده شود.

(1) nominal Stress.

۲ - در مورد قطعاتی که دارای مقطع ناخالص متقارنی نسبت به محور خمش می‌باشند، بمنظور جلوگیری از انتقال محور خنثا (که بعلت تغلیل مقطع در قسمت فشاری می‌باشد) میتوان همان میزان تغلیل را به ناحیه کششی نیز اعمال نمود.

چون تنش مجاز قطعات خمشی دارای ضرایب  $Q$  نمی‌باشند، بهترین راه استفاده از مشخصات هندسی مؤثر مقطع خواهد بود.

در مورد تیر ستونها

۱ - از سطح ناخالص برای  $\frac{P}{A}$  استفاده شود.

۲ - از مشخصات هندسی تغلیل یافته مقطع جهت محاسبه  $\frac{M_x}{S_x}$  و  $\frac{M_y}{S_y}$  استفاده شود.

۳ - برای محاسبه  $F_a$  از  $Q_a$  و  $Q_s$  استفاده شود.

۴ - برای  $F_a$  از فرمولهایی که برای قطعات با کمانش یا پیچش جانبی در فصل ۹ ارائه شده است استفاده شود ولی حداکثر مقدار آن نبایستی از  $Q_s F_b$  بشرطی که قطعه دارای عناصر تقویت نشده باشد با همان منطق حاکم بر معادله (۶ - ۱۴۴) تجاوز کند.

#### ۶ - ۱۹ - طراحی قطعات فشاری هر گاه امکان کمانش موضعی وجود داشته باشد

طراحی قطعات فشاری مرکب از تک نبشی، جفت نبشی، نیمرخ T نیمرخهای ساخته شده I شکل و یا سایر نیمرخهای ساخته شده نظیر نیمرخهای قوطی شکل نیاز به بررسی دقیق امکان کمانش موضعی درین نیمرخها دارد. اگر قطعه‌ای فشاری مرکب از مقاطع L و یا I شکل نورد شده باشد چنانچه قبلاً نیز ذکر شده است ابعاد مقطع این نوع نیمرخها بنوعی تعیین شده است که عملاً امکان کمانش موضعی برای آن قطعه ممکن نخواهد بود (به ضوابط بند ۱ - ۹ - AISC مراجعه شود) و لذا برای یک چنان قطعاتی  $Q = 1$  خواهد بود. حتی اگر طراحی خمیری قطعه‌ای مرکب از این نیمرخها مطرح باشد عملاً کمانش موضعی در اغلب این نوع نیمرخها ممکن نخواهد بود.

در مثالهای زیر به بررسی حالات ممکن کمانش موضعی قبل از امکان کلی کمانش قطعه بر طبق ضابطه لاغری  $\frac{KL}{r}$  می‌پردازیم (به مثال ۶ - ۵ نیز مراجعه شود).

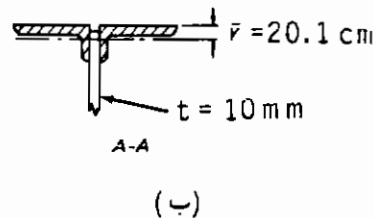
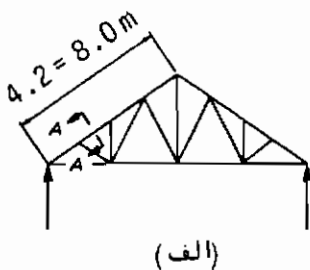
#### مثال ۶ - ۱۱

عضو فشاری یک خرپای سقف را زوج نبشی  $10 \times 100 \times 200$  L تشکیل داده است عضو فشاری این خرپا در صفحه خرپا در فواصل ۲ متری دارای مهار بوده ولی در صفحه عمود بر

خرپا فقط در دو انتهای خود دارای مهار جانبی می باشد (شکل ۶ - ۷۰ الف). از صلبیت پوشش سقف خرپا بمنظور جلوگیری از کماتش جانبی تخت بالای خرپا صرف نظر می شود. مطلوب است تعیین حداکثر بار مجاز فشاری ممکن در عضو فشاری خرپا نوع فولاد مصرفی نرمه (بار  $F_y = 2333$ ) متداول در بازار ایران می باشد.

حل :

بال ۲۰ سانتیمتری نبشی در تحت بالای خرپا یک عنصر تقویت نشده می باشد لذا بر طبق ضوابط بند ۱ - ۹ آئین نامه AISC بایستی امکان کماتش موضعی بال نبشی قبل از کماتش کلی آن بررسی گردد.



شکل (۶ - ۷۰)

کنترل نسبت عرض به ضخامت

$$\left[ \frac{b}{t} = \frac{200}{10} = 20 \right] > \left[ \frac{630}{\sqrt{F_y}} = 13 \right]$$

بدین ترتیب کماتش موضعی تعیین کننده خواهد بود با استفاده از معادله (۶ - ۵۲) داریم.

$$Q_s = 1.34 - 0.00054 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} = 1.34 - 0.00054(20) \sqrt{2333} = 0.82$$

چون بایستی از سطح مقطع ناخالص جهت قطعات فشاری استفاده شود خواهیم داشت.

$$A_g = 2 \times 29.2 = 58.4 \text{ cm}^2 \quad r_x = 2.68 \text{ cm} \quad r_y = 9.85 \text{ cm}$$

اگر برای خرپا  $K = 1$  فرض شود خواهیم داشت.

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 200}{2.68} = 74.6 \quad \frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 800}{9.85} = 81.2$$

با استفاده از معادله (۶-۵۰) داریم .

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{Q_s F_y}} \approx \frac{6390}{\sqrt{Q_s F_y}} = \frac{6390}{\sqrt{0.82 \times 2333}} = 146$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{81.2}{146} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{81.2}{146} \right)^3 = 1.85$$

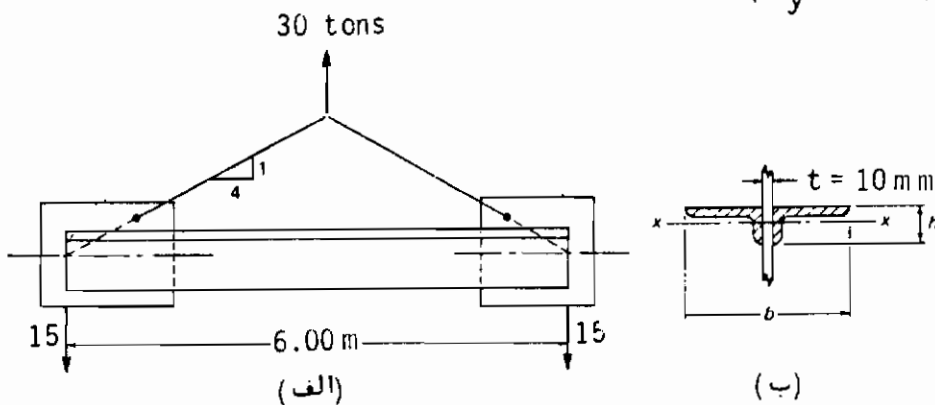
$$F_a = Q_s F_y \left[ 1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] \times \frac{1}{FS} = 0.82 \times 2333 \left[ 1 - \frac{81.2^2}{2 \times 146^2} \right] \times \frac{1}{1.85} = 872 \text{ bar}$$

مقدار بار مجاز خواهد بود .

$$P = A_g F_a = 58.4 \times 872 = 509 \text{ kN}$$

### مثال ۶-۱۲ -

مطلوبست نیمرخ مناسبی برای قطعه فشاری شکل (۶-۷۱) که برای بلند کردن بارهای سنگین بکار می‌رود . کل باری که بایستی بلند شود ۳۰ تن می‌باشد . نوع فولاد مصرفی اعلی  $(F_y = ۳۷۰۰)$  است .



شکل (۶-۷۱)

حل:

اگر  $K = 1$  فرض شود و با توجه به شکل (۶-۸) با استفاده از مشخصات جدول (۶-۴) خواهیم داشت:

$$r_x \approx 0.29 h \quad r_y = 0.24 b$$

اگر نبشی مورد مصرف  $L 200 \times 100$  باشد خواهیم داشت.

$$r_x \approx 0.29 \times 20 = 5.8 \text{ cm} \quad r_y \approx 0.24 \times 21 = 5.04 \text{ cm}$$

لاغری قطعه خواهد شد.

$$\frac{KL}{r} = \frac{600}{5.04} = 119$$

$$C_c = \frac{6390}{\sqrt{F_y}} = \frac{6390}{\sqrt{3700}} = 105 < \frac{KL}{r}$$

$$F_a = \frac{12}{23} \frac{E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 753 \text{ bar} \quad \text{رابطه (۶-۴)}$$

$$A > \frac{15000 \times 4}{753} = 79.7 < \text{cm}^2$$

از نیم شده IPB 45 استفاده می‌کنیم (عملاً استفاده از زوج نبشی مقرون به صرفه نخواهد شد)

$$r_x = 5.62 \quad r_y = 7.29 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{600}{5.62} = 106.8$$

$$F_a = 832 \text{ bar}$$

$$A > \frac{15000 \times 4}{832} = 72.12 < 89 \quad \text{OK.}$$

حال بایستی امکان کمانش موضعی در جان سپری را کنترل کنیم.

$$\frac{b}{t} = \left[ \frac{220}{11.5} = 19.13 \right] \left[ \frac{1055}{\sqrt{3700}} = 17.3 \right] \quad (\text{رابطه } ۴۶ - ۶)$$

از رابطه (۴۶ - ۶) مقدار  $Q_s$  خواهد شد.

$$Q_s = 1.908 - 0.00086 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} = 1.908 - 0.00086 (19.13)$$

$$\sqrt{3700} = 0.907$$

از معادله (۴۵ - ۶) داریم.

$$C_c = \frac{6390}{\sqrt{Q_s F_y}} = \frac{6390}{\sqrt{0.907 \times 3700}} = 110$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{106.8}{110} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{106.8}{110} \right)^3 = 1.916$$

از معادله (۴۱ - ۶) داریم.

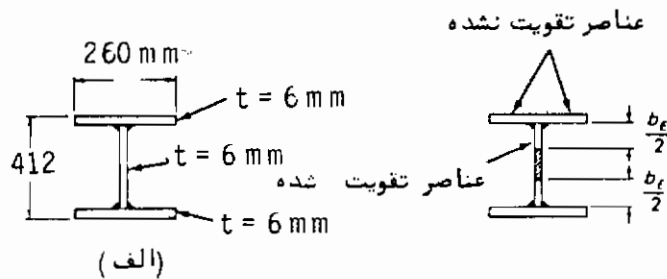
$$F_a = \frac{0.907 \times 3700}{1.916} \left[ 1 - \frac{106.8^2}{2 \times 110^2} \right] = 926 \quad \text{bar}$$

$$f_a = \frac{15000 \times 4}{89} = 674 < 926 \quad \text{OK.}$$

### مثال ۶-۱۳ -

ظرفیت باربری نیمرخ I شکل ساخته شده، ریر را معین کنید، نوع فولاد آن نرمه موجود در بازار (بار  $F_y = ۲۳۳۳$ ) و طول کمانشی آنرا (سانتیمتر)  $KL = ۲۶۰$  بگیرید.





شکل (۶ - ۷۲)

حل :

در یک جنبش مقطعی که دارای عناصر تقویت نشده و تقویت شده می باشد، ابتدا بایستی قسمت تقویت نشده را بمنظور تعیین حداکثر تنش ممکن اعمالی بررسی نمود.  
الف - مشخصات مقطع ناخالص

$$I_y = 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 26^3}{12} = 1758 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \cdot 26 \cdot 0.6 + 40 \cdot 0.6 = 55.2 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.64 \text{ cm}$$

ب - مشخصات عناصر تقویت نشده

$$\left| \frac{b}{t} = \frac{13}{0.6} = 21.7 \right| > \left| \frac{790}{F_y} = \frac{790}{2333} = 16.36 \right|$$

مشخصات عناصر تقویت نشده سبب میشود که کماتنش موضعی قبل از کماتنش کلی قطعه ممکن باشد

$$Q_s = 1.415 - 0.00053 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} = 1.415 - 0.00053 (21.7) \cdot$$

$$\sqrt{2333} = 0.859$$

ج - مشخصات عنصر تقویت شده<sup>۶</sup> مقطع

$$\left[ \frac{b}{t} = \frac{40}{0.6} = 66.7 \right] > \left[ \frac{2100}{F_y} = \frac{2100}{2333} = 43.5 \right]$$

دیده میشود که  $Q_a < 1$  خواهد شد، لذا تنش مجاز اعمالی روی قسمت تقویت شده همان تنش مجاز در قسمت تقویت نشده خواهد بود. برای تعیین مقدار  $Q_a$  از حداکثر تنش ممکن مجاز شروع می‌کنیم.

$$f = 0.6 F_y Q_s = 1400 \cdot 0.859 = 1203 \text{ bar}$$

$$\frac{bE}{t} = \frac{2100}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{418}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right] = \frac{2100}{1203} \left[ 1 - \frac{418}{66.7 \cdot 1203} \right] = 49.6$$

$$A_e = A_g - \left( \frac{b}{t} - \frac{bE}{t} \right) t^2 = 55.2 - (66.7 - 49.6) \cdot 0.6^2 = 49.04 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{49.04}{55.2} = 0.888$$

$$Q = Q_s Q_a = 0.859 \times 0.888 = 0.763$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{260}{5.64} = 46.1$$

$$C'_c = \frac{6390}{\sqrt{Q F_y}} = \frac{6390}{\sqrt{0.763 \times 2333}} = 151.5$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{\lambda}{C'_c} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{\lambda}{C'_c} \right)^3 = 1.78$$

$$F_a = \frac{Q F_y}{FS} \left( 1 - \frac{\lambda^2}{2C_c^2} \right) = 954 \text{ bar}$$

حال بایستی مقدار  $\frac{b_E}{t}$  را با تنش جدید  $F_a$  تصحیح کنیم بدین ترتیب خواهیم داشت:

$$\frac{b_E}{t} = 54.2 \quad A_e = 50.7 \text{ cm}^2 \quad Q_a = 0.918 \quad Q = 0.789$$

$$C_c = 148.9 \quad FS = 1.78 \quad F_a = 985 \text{ bar}$$

بدین ترتیب بار مجاز مقطع خواهد شد.

$$P = A_g F_a = 55.2 \times 985 = 544 \text{ kN}$$

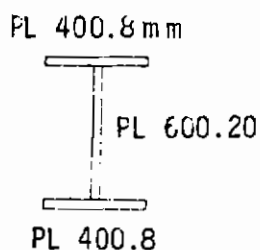
#### مسائل

۶-۱- سبکترین نیمرخ I شکلی را که قادر باشد نیروی فشاری محوری برابر با (کیلو-نیوتن)  $P = 450$  را تحمل کند معین کنید این قطعه عضوی از یک سازه مهار شده بوده و دارای طولی کمانشی برابر با (متر)  $KL = 6/5$  است.

۶-۲- مطلوبست تعیین بار مجاز فشار محوری برای ستونی که از مقطعی مطابق شکل

(۶-۷۳) تشکیل شده و دارای طولی کمانشی برابر با (متر)  $K_y L_y = 4$  و (متر)  $K_x L_x = 14/5$

نوع فولاد ستون نرمه موجود در بازار کشور است.



شکل (۶-۷۳)

۶-۳- مسأله (۶-۱) را با فرض اینکه ستون مورد نظر در یک انتها گیردار و در انتهای

دیگر مفصلی باشد بار دیگر حل کنید.

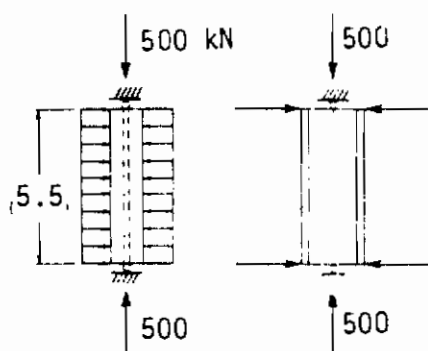
۶-۴- سبکترین نیمرخ I شکلی را که دارای طولی برابر با (متر)  $L = 8$  بوده و عضوی

از یک قاب مهار شده باشد و بتواند باری محوری و فشاری برابر با (کیلونیوتن)  $P = 450$  را

تحمل کند معین کنید این ستون در وسط ارتفاع خود و در جهت ضعیف نیمرخ دارای مهار جانبی است. دو انتهای ستون را مفصلی فرض کنید.

۶-۵- سبکترین نیمرخ I شکلی را که عضوی از یک قاب مهار شده بوده و دارای دو انتهای مفصلی است و قادر است باری برابر با (کیلو نیوتن)  $P = 500$  تحمل کند معین کنید. این ستون دارای طولی برابر با (متر)  $L = 9$  بوده و در جهت ضعیف خود دارای تکیه گاهی جانبی با فاصله ۴ از انتهای تحتانی خود می باشد.

۶-۶- سبکترین نیمرخ I شکلی را معین کنید که قادر باشد باری فشاری برابر با (کیلو نیوتن)  $P = 500$  را تحمل کند این ستون مطابق شکل (۶-۷۴) در امتداد ضعیف خود داخل دیواری قرار گرفته و امکان جابجایی جانبی برایش ممکن نمی باشد.

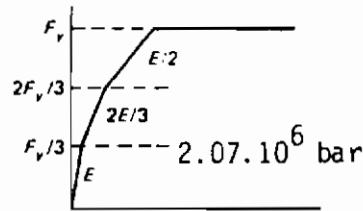


شکل (۶-۷۴)

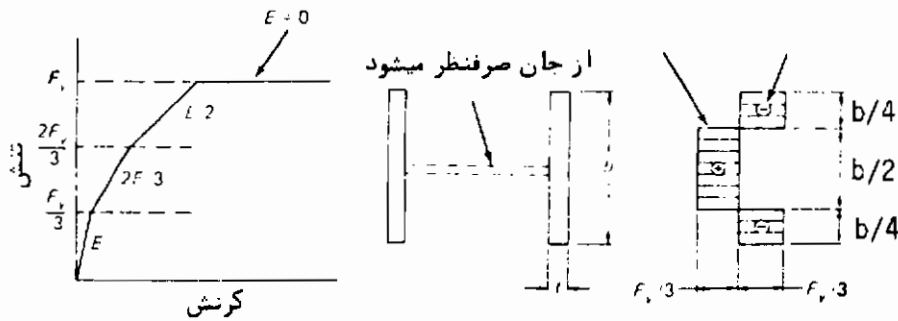
۶-۷- با استفاده از نظریه مدول معاسی با مقیاسی مناسب منحنی مقاومت ستون را (متوسط تنش بر حسب تغییرات ضریب لاغری) برای فولادی با  $F_y = 3600$  رسم کنید. فرض کنید که منحنی تنش کرنش این فولاد بر حسب شکل (۶-۷۵) باشد و فولاد هیچگونه تنش پس ماندی نداشته باشد. با استفاده از ضریب اطمینان AISC برای کماتش غیر ارتجاعی، سبکترین نیمرخ I شکل را برای ستونی با بار (کیلو نیوتن)  $P = 450$  و طول (متر)  $KL = 6/5$  و با فولاد فوق الذکر معین کنید.

۶-۸- با استفاده از نظریه مدول معاسی (الف) منحنی مقاومت ستون (تغییرات  $\frac{p_{cr}}{A_g}$  نسبت به  $\frac{KL}{r}$ ) برای نیمرخ بال پهن متوسط رسم کنید. فرض میشود که  $\frac{K_y L_y}{r_y}$  تعیین کننده باشد و از اثر جان نیمرخ نیز صرف نظر گردد. از رابطه تنش - کرنش نشان داده شده در شکل (۶-۷۶)

استفاده نمایند.



شکل (۶-۷۵)



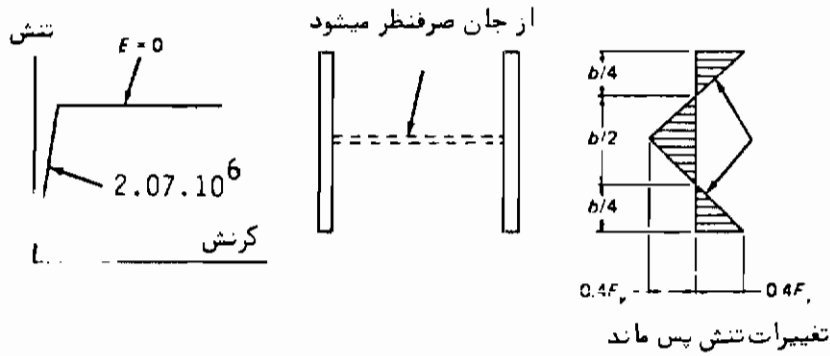
شکل (۶-۷۶)

(ب) سبکترین نیمرخ بال پهنی را که قادر باشد بار فشاری (تن)  $P = 40$  را با طول کمانشی (متر)  $KL = 7/5$  برحسب منحنی مقاومت ستون فوق‌الذکر تحمل کند و دارای ضریب اطمینانی برابر با ضریب اطمینان لازم جهت کمانش غیر ارتجاعی ستونها باشد معین کنید.

(ج) نیمرخ بدست آمده را با نیمرخ حاصل از طرح ستون براساس ضوابط AISC مقایسه کنید.

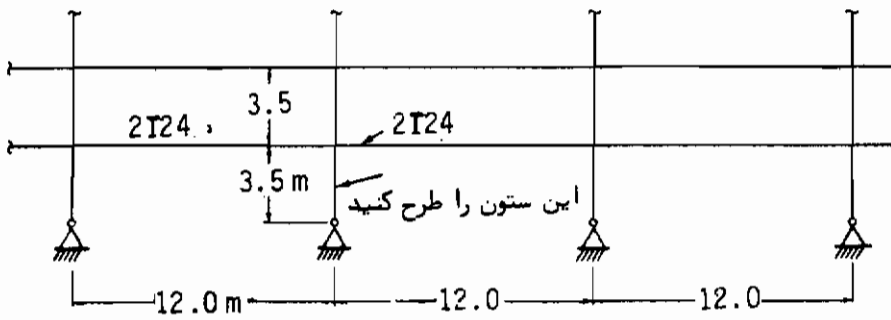
۶-۹ - با استفاده از نظریهٔ مدول معاسی منحنی مقاومت ستون (تغییرات تنش متوسط در سطح مقطع ناخالص برحسب لاغری ستون) را رسم کنید. فرض میشود که فولاد دارای منحنی ایده‌آل تنش- کرنش مطابق شکل (۶-۷۷) بوده. و کمانش حول محور ضعیف نیمرخ بال پهن مورد نظر باشد. از اثر جان نیمرخ صرفنظر میشود و فرض میگردد که تغییرات تنش پس‌ماند در بال‌های نیمرخ مطابق شکل زیر باشد. تنش تسلیم فولاد را  $F_y = 3600$  bar بگیرید. اگر

طول ستون (متر)  $KL = 7/5$  و بار وارده (تن)  $P = 40$  باشد با استفاده از ضریب اطمینان مورد نظر در آئین نامه AISC نمره، نیم‌رخ را مشخص کنید.



شکل (۶-۷۷)

۶-۱۰ - ستون میانی یک سازه چند طبقه را طرح نمایید. این ستون مطابق شکل (۶-۷۸) عضوی از یک قاب مهار نشده بوده و در صفحه عمود بر قاب در دو انتها و در وسط ستون دارای تکیه‌گاه جانبی است بار وارده بر این ستون (تن)  $P = 50$  می‌باشد.



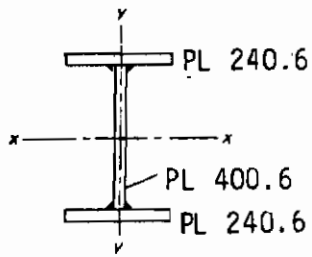
شکل (۶-۷۸)

۶-۱۱ - مطلوبست طراحی ستونی مرکب از چهار نبشی و بست چپ و راست منفرد، بار وارده بر این ستون (تن)  $P = 50$  و طول کمانش ستون (متر)  $KL = 8/5$  می‌باشد.

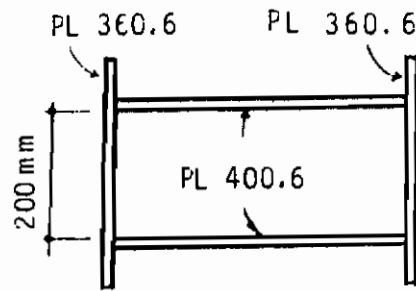
۶-۱۲ - مسأله ۶-۱۱ را برای ستونی مرکب از دو IPE و بست چپ و راست منفرد طرح کنید.

- ۶-۱۳- مسأله ۶-۱۱ را برای ستونی مرکب از دو UNP و قید افقی طرح نمائید .
- ۶-۱۴- مسأله ۶-۱۱ را برای ستونی مرکب از دو UNP که مستقیماً بهم جوش شده باشند طرح نمائید .
- ۶-۱۵- مسأله ۶-۱۱ را برای ستونی با مقطع قوطی شکل سوراخ دار طرح نمائید .
- ۶-۱۶- بار مجاز فشاری را برای عضو فشاری یک خرپا که از نیمرخ T شکل تشکیل شده و در صفحه خرپا در فواصل (متر) ۴ و در صفحه عمود بر خرپا در فواصل ۲ متر دارای مهارمی باشد معین کنید این عضو از  $\frac{1}{4}$  نیمرخ ۴۰ IPB<sub>۴۰</sub> تشکیل شده است .
- ۶-۱۷- اگر در مسأله ۶-۱۶ نوع فولاد یا  $F_y = ۳۶۰۰$  باشد نیز مسأله را بررسی کنید .
- ۶-۱۸- سبکترین قطعه فشاری را که از زوج نبشی تشکیل شده و توسط صفحه اتصال به ضخامت ۱۲ میلیمتر از هم جدا شده اند معین کنید . این قطعه بایستی باری فشاری برابر با ۱۰ تن را تحمل کند ، طول کمانشی قطعه را ۶ متر بگیرید .
- ۶-۱۹- مطلوبست طراحی یال فشاری تخت بالای خرپایی که از دو نیمرخ نبشی که توسط صفحات اتصالی به ضخامت ۱۰ میلیمتر از یکدیگر جدا شده اند تشکیل شده باشد . نیروی فشاری درین قطعه ۵۰ تن است که حاصل از بار باد نیز می باشد . این قطعه در صفحه خرپا در فواصل ۱/۵ متر و در صفحه عمود بر خرپا در فواصل ۳ متر دارای مهارهای جانبی است .
- ۶-۲۰- مسأله ۶-۱۹ را اگر بتوانیم از نیم شده یک نیمرخ IPB<sub>۴۰</sub> استفاده کنیم نیز بررسی نمائید .
- ۶-۲۱- مطلوبست تعیین بار مجاز فشاری یک نیمرخ قوطی با ابعاد ۴۰ x ۵۰ سانتیمتر به ضخامت ۶ میلیمتر این قطعه فشاری دارای طولی مؤثر کمانشی برابر با ۲/۴ متر بوده و نوع فولاد آن نرمه داخلی است .
- ۶-۲۲- مسأله ۶-۲۱ را هر گاه نوع فولاد قوطی از نوع اعلی (  $F_y = ۳۶۰۰$  ) باشد نیز بررسی کنید .
- ۶-۲۳- مطلوبست تعیین بار مجاز فشاری ستونی از نیمرخ قوطی با مقطع ۲۰ x ۳۰ سانتیمتر و ضخامت جدار ۰/۶ سانتیمتر طول کمانشی این ستون در دو صفحه کمانشی بترتیب ۲/۱ متر و ۳/۵ متر می باشد نوع فولاد این ستون نرمه داخلی است .
- ۶-۲۴- مطلوبست تعیین بار مجاز فشاری ستونی با مقطع شکل (۶-۷۹) طول این ستون (متر)  $KL = ۲/۴$  است .
- ۶-۲۵- مطلوبست تعیین بار مجاز فشاری ستونی با مقطع شکل (۶-۸۰) طول کمانشی

این ستون بت‌رتیب در دو صفحه کمانشی برابر با (متر)  $K_x L_x = 2/4$  و (متر)  $K_y L_y = 5/0$  است.



شکل (۶-۷۹)



شکل (۶-۸۰)



## مراجع مؤلفین

1. L. Euler, *De Curvis Elasticis, Additamentum I, Methodus Inveniendi Lineas Curvas Maximi Minimive Proprietate Gaudentes*. Lausanne and Geneva, 1744 (pp. 267-268); and "Sur le Forces des Colonnes," *Memoires de l'Academie Royale des Sciences et Belles Lettres*, Vol. 13, Berlin, 1759; English translation of the letter by J. A. Van den Broek, "Euler's Classic Paper 'On the Strength of Columns'," *American Journal of Physics*, 15 (January-February 1947), 309-318.
2. F. Engesser, "Ueber die Knickfestigkeit gerader Stabe," *Zeitschrift fur Architektur und Ingenieurwesen*, 35 (1889), 455; also "Die Knickfestigkeit gerader Stabe," *Zentralblatt der Bauverwaltung*, Berlin (December 5, 1891), 483.
3. A. Considère, "Resistance des pièces comprimées," Congrès International des Procédés de Construction, Paris, 1891, Vol. 3, p. 371.
4. F. R. Shanley, "The Column Paradox," *Journal of the Aeronautical Sciences*, 13, 5 (December 1946), 678-679.
5. F. R. Shanley, "Inelastic Column Theory," *Journal of the Aeronautical Sciences*, 14, 5 (May 1947), 261-264.
6. N. J. Hoff, "Buckling and Stability," *J. Royal Aeronaut. Soc.*, Vol. 58, Aero Reprint No. 123 (January 1954).
7. Bruce G. Johnston, "Buckling Behavior Above the Tangent Modulus Load," *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 87, EM6 (December 1961), 79-98.
8. Bruce G. Johnston, "A Survey of Progress, 1944-51," Bulletin No. 1, Column Research Council, January 1952.
9. Bruce G. Johnston, ed., *Structural Stability Research Council, Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1976.
10. *Welding Handbook*, Vol. 1, American Welding Society, 7th ed., 1976, Chap. 6.
11. A. W. Huber and L. S. Beedle, "Residual Stress and the Compressive Strength of Steel," *Welding Journal*, (December 1954), 589s-614s.
12. Lynn S. Beedle and Lambert Tall, "Basic Column Strength," *Journal of Structural Division, ASCE*, 86, ST7 (July 1960), 139-173.
13. C. H. Yang, L. S. Beedle, and B. G. Johnston, "Residual Stress and the Yield Strength of Steel Beams," *Welding Journal*, (April 1952), 205s-229s.
14. N. R. Nagaraja Rao, F. K. Estuar, and L. Tall, "Residual Stresses in Welded Shapes," *Welding Journal*, (July 1964), 295s-306s.
15. Donald R. Sherman, "Residual Stress Measurement in Tubular Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, 95, ST4 (April 1969), 635-647.
16. Donald R. Sherman, "Residual Stresses and Tubular Compression Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, 97, ST3 (March 1971), 891-904.

17. Ching K. Yu and Lambert Tall. "Significance and Application of Stub Column Test Results." *Journal of Structural Division*, ASCE, 97, ST7 (July 1971), 1841-1861.
18. Bruce G. Johnston. "Inelastic Buckling Gradient," *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, 90, EM6 (December 1964), 31-47.
19. Richard H. Batterman and Bruce G. Johnston. "Behavior and Maximum Strength of Metal Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 93, ST2 (April 1967), 205-230.
20. Friedrich Bleich. *Buckling Strength of Metal Structures*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1952.
21. Julian Snyder and Seng-Lip Lee. "Buckling of Elastic-Plastic Tubular Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 94, ST1 (January 1968), 153-173.
22. Seng-Lip Lee and Julian Snyder. "Stability of Strain-Hardening Tubular Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 94, ST3 (March 1968), 683-707.
23. Wai F. Chen and David A. Ross. "Tests of Fabricated Tubular Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 103, ST3 (March 1977), 619-634.
24. Theodore V. Galambos. "Strength of Round Steel Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 91, ST1 (February 1965), 121-140.
25. John B. Kennedy and Madugula K. S. Murty. "Buckling of Steel Angle and Tee Struts," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST11 (November 1972), 2507-2522.
26. John P. Anderson and James H. Woodward. "Calculation of Effective Lengths and Effective Slenderness Ratios of Stepped Columns," *Engineering Journal*, AISC, 9, 3 (October 1972), 157-166.
27. Balbir S. Sandhu. "Effective Length of Columns with Intermediate Axial Load," *Engineering Journal*, AISC, 9, 3 (October 1972), 154-156.
28. Le-Wu Lu. "Effective Length of Columns in Gable Frames," *Engineering Journal*, AISC, 2, 1 (January 1965), 6-7.
29. Joseph A. Yura. "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames," *Engineering Journal*, AISC, 8, 2 (April 1971), 37-42. Disc. 9, 3 (October 1972), 167-168.
30. Robert O. Disque. "Inelastic K-factor for Column Design," *Engineering Journal*, AISC, 10, 2 (2nd Quarter 1973), 33-35.
31. C. V. Smith, Jr. "On Inelastic Column Buckling," *Engineering Journal*, AISC, 13, 3 (3rd Quarter 1976), 86-88.
32. T. H. Johnson. "On the Strength of Columns," *Transactions*, ASCE, 15 (July 1886), 517-536. Also Appendix.
33. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). *Standard Specifications for Highway Bridges*. 12th ed. 1977. Also Interim Specifications. 1978, and 1979.
34. Jack C. McCormac. *Structural Steel Design*, 2nd ed. New York: Intext Educational Publishers (Harper and Row), 1971.
35. D. H. Young. "Rational Design of Steel Columns," *Transactions*, ASCE, 101 (1936), 422-500.

36. Cyrus Omid'varan, "Discrete Analysis of Latticed Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 94, ST1 (January 1968), 119-132.
37. Fung J. Lin, Ernst C. Glauser, and Bruce G. Johnston, "Behavior of Laced and Battened Structural Members," *Journal of Structural Division*, ASCE, 96, ST7 (July 1970), 1377-1401.
38. Bruce G. Johnston, "Spaced Steel Columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, 97, ST5 (May 1971), 1465-1479.
39. Omer W. Blodgett, *Design of Welded Structures*. Cleveland, Ohio: James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1966.
40. S. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, *Theory of Plates and Shells*, 2nd ed. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1959 (pp. 79-82).
41. Stephen P. Timoshenko and James M. Gere, *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1961 (pp. 319-328, 351-356).
42. Kurt H. Gerstle, *Basic Structural Design*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1967 (pp. 88-90).
43. George Gerard and Herbert Becker, *Handbook of Structural Stability, Part I—Buckling of Flat Plates*, Tech. Note 3871, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C., July 1957.
44. Geerhard Haaijer and Bruno Thürlimann, "On Inelastic Buckling in Steel," *Transactions*, ASCE, 125 (1960), 308-344.
45. Theodore von Kármán, E. E. Sechler, and L. H. Donnell, "The Strength of Thin Plates in Compression," *Transactions*, ASME, 54, APM-54-5 (1932), 53.
46. G. Winter, "Strength of Thin Compression Flanges," *Transactions*, ASCE, 112 (1947), 527-576.
47. J. R. Jombock and J. W. Clark, "Postbuckling Behavior of Flat Plates," *Journal of Structural Division*, ASCE, 87, ST5 (June 1961), 17-33.
48. John W. Clark and Richard L. Rolf, "Buckling of Aluminum Columns, Plates, and Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, 92, ST3 (June 1966), 17-38.
49. Maxwell G. Lay, "Flange Local Buckling in Wide-Flange Shapes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 91, ST6 (December 1965), 95-116.
50. John F. McDermott, "Local Plastic Buckling of A514 Steel Members," *Journal of Structural Division*, ASCE, 95, ST9 (September 1969), 1837-1850.
51. *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, New York, 1968 (with Addendum No. 1, November 19, 1970 and Addendum No. 2, February 4, 1977).
52. Robert M. Korol and Archibald N. Sherbourne, "Strength Predictions of Plates in Uniaxial Compression," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST9 (September 1972), 1965-1986.
53. Archibald N. Sherbourne and Robert M. Korol, "Post Buckling of Axially Compressed Plates," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST10 (October 1972), 2223-2234.
54. Ralph G. Dawson and Alastair C. Walker, "Post-Buckling of Geometrically Imperfect Plates," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST1 (January

- 1972), 75-94.
55. George Abdel-Sayed, "Effective Width of Thin Plates in Compression," *Journal of Structural Division, ASCE*, 95, ST10 (October 1969), 2183-2203.
  56. Maurice L. Sharp, "Longitudinal Stiffeners for Compression Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, 92, ST5 (October 1966), 187-211.
  57. V. Kalyanaraman, Teoman Pekoz, and George Winter, "Unstiffened Compression Elements," *Journal of Structural Division, ASCE*, 103, ST9 (September 1977), 1833-1848.
  58. Reidar Bjorhovde, "The Safety of Steel Columns," *Journal of Structural Division, ASCE*, 104, ST3 (March 1978), 463-477.
  59. P. S. Bulson, *The Stability of Flat Plates*. New York: American Elsevier Publishing Company, 1969.

## تیرها با تکیه‌گاه جانبی<sup>۱</sup>

۷ - ۱ = مقدمه

عموماً " تیر به قطعهای اطلاق میشود که تحت تأثیر بارهای جانبی ثقلی قرار گیرد البته لفظ بارجانبی شامل لنگرهای خمشی انتهایی نیز خواهد گردید . در یک سازه، فولادی شاهیتراً به تیر حامل اصلی سازه که قطعهٔ خمشی اصلی سازه را تشکیل میدهد اطلاق می‌شود که عموماً " دارای ارتفاع بالایی بوده و با فاصلهٔ زیادی از یکدیگر قرار دارند . تیرهای فرعی<sup>۳</sup> به تیرهایی گفته میشود که عموماً " از اهمیت کمتری برخوردار بوده و در فاصلهٔ کمتری از یکدیگر نیز قرار دارند . لایه<sup>۴</sup> به تیرهایی گفته میشود که روی قابها و خرپاها قرار گرفته و برای تحمل بار حاصل از پوشش سقف این گونه سازه‌ها بکار می‌رود . تیر نعل<sup>۵</sup> درگاه به تیری اطلاق میشود که بار دیوار روی در و یا پنجره‌ها را تحمل کند .

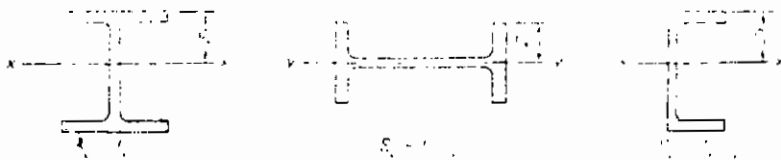
تیر مجموعه‌ای از دو عنصر فشاری و کششی است و لذا اصول حاکم بر قطعات فشاری و کششی بنوعی در بررسی تیرها با یکدیگر ترکیب میشود . در این فصل عنصر فشاری تیر که یک بال آن می‌باشد و بدلیل اتصال محکم آن به بال پایدار کششی توسط جان تیر، امکان جابجایی در صفحهٔ جان را ندارد در صفحه عمود بر جان تیر نیز یک تکیه‌گاه‌های مناسب جانبی امکان جابجایی از آن سلب شده است . به این ترتیب اگر بال فشاری را بدانند ستونی تحت فشار ساده تلقی کنیم امکان گمانش برای آن تا زمانی که لنگر خمشی نهایی در تیر بوجود نیامده باشد

- 
- (1) Laterally Supported      (2) girder  
(3) Joist                              (4) Purlin  
(5) lintel

ممکن خواهد بود. اگرچه در اغلب حالات عملی تیرها دارای تکیه‌گاه‌های مناسبی هستند که به کمک آن تکیه‌گاه‌ها پایداری نهایی بال فشاری ممکن به نظر می‌رسد ولی پایداری بال‌های فشاری تیرها آنچنانی که بنظر می‌رسد مطمئن نیست. بررسی پایداری جانبی تیرها در فصل نهم ارائه خواهد شد.

### ۷-۲ = خمش ساده نیمرخهای متقارن

متعارف‌ترین طراحی قطعات خمشی مربوط به طرح تیرهای نورد شده است. میدانیم که فرمول خمشی  $f = \frac{M C}{I}$  به حالات معمولی خمش تیرها مربوط می‌شود. مقدار تنش در مقاطع متعارف شکل (۷-۱) را میتوان با فرمول خمش ساده که خمش تیر را تحت اثر بارهای وارده



شکل (۷-۱) مقدار اساس مقطع<sup>۱</sup> در نیمرخهای متقارن

در یکی از صفحات اصلی بررسی می‌کند معین کرد. اگر نیمرخ با حداقل یک محور تقارن تحت تأثیر باری که امتداد آن از مرکز برش گذشته ولی سبب خمشی در جهتی دلخواه با مؤلفه‌های  $M_{xx}$  و  $M_{yy}$  بترتیب در دو جهت اصلی نیمرخ میگردد مورد بررسی قرارگیرد. تنش حاصل از این لنگر را میتوان از رابطه (۷-۱) بدست آورد:

$$f = \frac{M_{xx}}{S_x} + \frac{M_{yy}}{S_y} \quad (7-1)$$

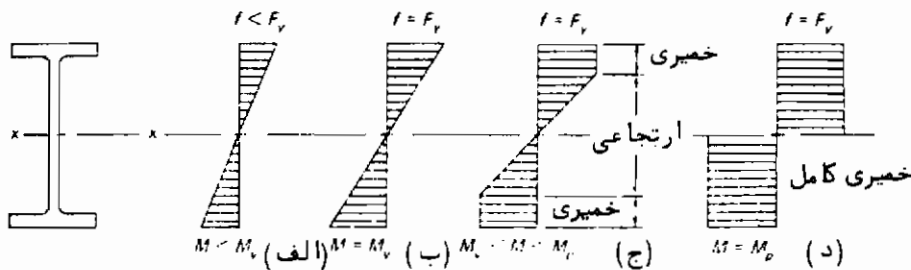
درین رابطه  $S$  اساس مقطع<sup>۱</sup> نیمرخ و عبارت دیگر حاصل تقسیم لنگر سختی  $I$  بر فاصله  $C$  که بیان کننده فاصله مرکز ثقل نیمرخ تا نار انتهایی نیمرخ می‌باشد خواهد بود. اندیس  $x$  و  $y$  بیان کننده محور است که حول آن محور لنگر سختی مقطع محاسبه شده و از آن محور مقدار  $C$  معین شده است (شکل ۷-۱). اگر مقطعی دارای حداقل یک محور تقارن نیز نباشد رابطه

تنش غیراز رابطه (۷-۱) بوده و از خواننده دعوت میشود که به بند ۷-۸ مراجعه نماید.

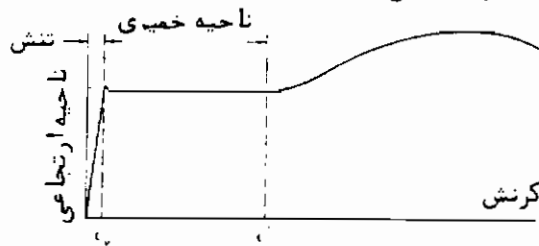
۷-۳ = طراحی براساس مقاومت تیر

اگر فرض شود که بال فشاری تیر دارای تکیه‌گاه‌های مناسب جانبی باشد طراحی تیر بر-اساس مقاومت حداکثر خمشی مقطع تیر خواهد بود. توزیع تنش در یک تیر I شکل که تحت اثر لنگر خمشی فزاینده قرار دارد در شکل (۷-۲) نشان داده شده است. عملکرد فولاد تیر در این شکل براساس الاستو-پلاستیک بودن آن استوار است بدین صورت که تا لحظه جاری شدن فولاد افزایش کرنش و تنش بصورت متناسب انجام گرفته و پس از رسیدن تنش به تسلیم فولاد با افزایش کرنش، تنش ثابت باقی می‌ماند. یک چنین رابطه‌ای بین تنش و کرنش رابطه‌ای قابل قبول برای فولادهای نرمه ساختمانی با تنش تسلیم کمتر از  $F_y = 4400$  (بار) می‌باشد (شکل ۷-۳). به این گونه فولادها فولاد الاستیو-پلاستیک می‌گوئیم. وقتی که تنش در بار انتهایی نیمرخ به تنش تسلیم برسد، لنگر خمشی مقطع را لنگر تسلیم<sup>۱</sup> خواهیم گفت، مقدار لنگر تسلیم را از رابطه زیر محاسبه می‌کنیم (شکل ۷-۲ ب)

$$M_y = F_y S_x \quad (۷-۲)$$



شکل (۷-۲) - توزیع تنش در تیر تحت اثر مراحل مختلف بارگذاری



شکل (۷-۳) - منحنی تنش - کرنش برای اغلب فولادهای ساختمانی

(1) yield moment

وقتی وضعیت تنش به صورت شکل (۷-۲) درآمده باشد، کرنش هرناری برابر یا بیشتر از (بار)  $\epsilon = \frac{Fy}{E_s}$  خواهد بود. بعبارت دیگر فولاد مقطع در ناحیه خمیری قرار دارد. بدین جهت ظرفیت خمشی نیمرخ را درین حالت با لفظ لنگر خمیری معین خواهیم کرد که مقدار آن از رابطه زیر معین خواهد شد.

$$M_p = F_y \int A y dA = F_y Z \quad (۷-۲)$$

درین رابطه  $Z = \int A y dA$  بوده و آنرا اساس خمیری<sup>۱</sup> خواهیم گفت.

دیده میشود که نسبت  $\frac{M_p}{M_y}$  بستگی به شکل مقطع داشته و مستقل از خواص مصالح

نیمرخ می باشد این نسبت را با  $f$  نشان داده و آنرا ضریب شکل<sup>۲</sup> خواهیم گفت.

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} \quad (۷-۴)$$

برای نیمرخ‌های نورد شده I شکل مقدار ضریب شکل برای خمش حول محور قوی (x-x) نیمرخ بین ۱/۵۹ الی ۱/۱۸ متغیر بوده و میتوان مقدار متوسط آنرا برابر با ۱/۱۲ گرفت. بدین ترتیب با محافظه‌کاری میتوان گفت که ظرفیت خمش نهایی (لنگر خمیری) نیمرخهای I شکل حداقل ۱۵ درصد بیشتر از ظرفیت لنگر تسلیم ( $M_y$ ) آنها می باشد. برطبق ضوابط طراحی AISC که از سال ۱۹۶۳ میلادی شروع گردید، عملکرد تیر براساس آنچه گفته شد قبول شده است. از سال ۱۹۴۶ میلادی آزمایشات وسیع نشان داده است که خمیری شدن کل مقطع همانند آنچه قبلاً ذکر گردید عملاً نیز ممکن می باشد (مرجع ۱).

#### شال ۷-۱\*

ضریب شکل را برای تیری با عرض  $b$  و عمق  $d$  محاسبه کنید.

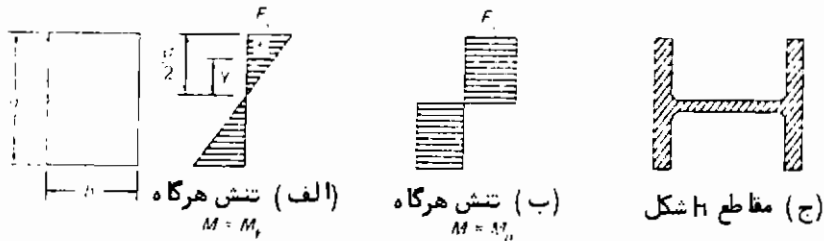
حل:

با توجه به شکل (۷-۴ الف) لنگر تسلیم مقطع برابر است با:

(1) Plastic modulus

(2) shape factor





شکل (۷-۴) - بررسی یک مقطع مستطیل شکل و یک نیمرخ I شکل  
(حول محور ضعیف خمشی آن)

$$M_y = \int A f y da$$

$$f = \frac{F_y(y)}{\frac{d}{2}} = F_y \frac{2y}{d}$$

$$M_y = 2 \int \frac{d}{2} \cdot \frac{2F_y}{d} y^2 b dy = F_y \frac{bd^2}{6}$$

با توجه به شکل (۷-۴ ب) خواهیم داشت .

$$M_p = \int A f y d A$$

$$= 2 \int \frac{d}{2} F_y b y dy = F_y \frac{bd^2}{4}$$

بدین ترتیب ضریب شکل خواهد شد .

$$f = \frac{M_p}{M_y} = 1.5$$

معلوم میشود که در مقاطع مستطیلی شکل بعد از لنگر تسلیم ظرفیت ذخیره‌ای بیشتری نسبت به مقاطع I شکل (در صورتی که خمش حول محور قوی آنها مورد نظر باشد) وجود دارد. متذکر میشویم که اگر خمش حول محور ضعیف مقطع I شکل مورد توجه قرار گیرد (حول Y-Y)

این مقاطع را میتوان با دو مستطیل که توسط جان بیکدیگر متصل شده‌اند برابر دانست. (شکل ۷-۴ ج)

### روش طرح ارتجاعی

محاسبه لنگرهای خمشی بارهای وارده در مقاطع مختلف تیرها براساس اصول تحلیل ارتجاعی معین خواهد شد. اگر معادلات تعادل بدلیل نامعین بودن سازه برای تعیین لنگر خمشی کافی نباشد از روش‌های ارتجاعی تحلیل سازه‌های نامعین استفاده خواهد شد. طراحی قطعات خمشی بنحوی خواهد بود که شدت تنش در مقاطع مختلف قطعه هرگز بیش از تنش مجاز نگردد. مقدار تنش مجاز  $F_b$  درصدی از تنش تسلیم فولاد معین میشود. به این ترتیب اگر تبری بصورت صحیحی طراحی شده باشد ظرفیت لنگر مجاز آن تحت اثر بارهای موجود وارده به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$M = F_b S$$

مقادیر متداول تنش‌های مجاز به قرار زیر است.

AISC	برطبق آئین نامه	$F_b = 0.6 F_y$	(۷-۵)
AASHTO	برطبق آئین نامه	$F_b = 0.55 F_y$	

یک چنین تنش‌های مجازی به ترتیب دارای ضرایب اطمینانی برابر با  $1/67$  و  $1/82$  در برابر جاری شدن فولاد می‌باشند. از آنجائیکه شروع جاری شدن مقطع که با جاری شدن اولین تار خارجی مقطع آغاز می‌گردد مستقیماً رابطه‌ای با مقاومت نهایی مقطع ندارد. ضریب اطمینان واقعی در برابر گسیختگی قطعه عملاً بستگی به میزان افزایش ظرفیت نهایی قطعه نسبت به ظرفیت باربری قطعه در شروع جاری شدن آن خواهد داشت. بعبارت دیگر نسبت ظرفیت لنگر نهایی  $M_u$  به لنگر بارهای وارده  $M$  عدد مناسب‌تری را برای ضریب اطمینان مقطع نشان می‌دهد. اگر لنگر نهایی قطعه بتواند به  $M_p$  و یا به لنگر خمیری برسد نسبت  $\frac{M_u}{M_p}$  را ضریب بار  $(LF)$  خواهیم نامید.

بر طبق آئین نامه AISC اغلب نیمرخهای خمشی مورد شده قادر هستند که تا حد لنگر خمیری بار خمشی تحمل کنند. این نوع قطعات خمشی را "مقاطع فشرده" خواهیم گفت.

(1) load factor

(2) Compact Sections

تنش مجاز قطعات فشرده به تناسب اینکه خمش آنها حول محور قوی یا ضعیف انجام گرفته‌باشد به ترتیب به میزان ۱۰ درصد یا ۲۵ درصد نسبت به حالت متعارف خمشی افزایش خواهد داشت. دلیل افزایش فوق‌الذکر به این خاطر است که معمولاً  $M_p$  نسبت به  $M_y$  حداقل به میزان درصدهای ذکر شده افزایش دارد.

چوا برخی از تیرها قادر نیستند تا لنگر خمیری ظرفیت باربری داشته‌باشند؟ جواب این سؤال این است که درین تیرها کماتش موضعی<sup>۱</sup> بال‌های فشاری (همانگونه که در بند ۶-۱۶ ذکر شد) در اثر کرنش فوق‌العاده لازم جهت رسیدن به  $M_p$  به وقوع می‌پیوندد. اگر ضوابط بند ۱-۹ آئین‌نامه AISC در مورد ابعاد بال فشاری تأمین شده باشد، لنگر خمشی تیر را میتوان تا  $M_y$  (لنگر تسلیم) افزایش داد. (بعبارت دیگر کماتش در تنش کمتر از  $F_y$  بوقوع نخواهد پیوست) و کرنش تار ظرجی میتواند تا  $\epsilon = \frac{F_y}{E_s}$  افزایش پیدا کند. برای این که کرنش بتواند بیش ازین مقدار افزایش یابد لازم خواهد بود که نسبت  $\frac{b}{t}$  مقدار دیگری پیدا کند و یا برای اینکه کرنش فوق‌العاده خمیری امکان وقوع پیدا کند ابعاد بال فشاری قطعه بایستی متناسب با آنچه در بند ۶-۱۷ برای "مقاطع فشرده" ذکر شد و ذیلاً "نیر نقل میشود ضحامت مناسبی داشته باشد.

ابعاد مقطع در مقاطع فشرده

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} \quad (6-7) \quad \text{عناصر تقویت نشده (تحت تنش یکسان فشاری)}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{1580}{\sqrt{F_y}} \quad (7-7) \quad \text{عناصر تقویت شده (تحت تنش یکسان فشاری)}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{5310}{\sqrt{F_y}} \quad (8-7) \quad \text{عناصر تقویت شده (تحت تنش خمشی)}$$

برطبق AISC تنش‌های مجاز در روش ارتجاعی به صورت زیر بیان خواهد شد.

۱- در مورد قطعات با تکیه‌گاه جانبی "قطعات فشرده" که شکل متقارن دارند و در

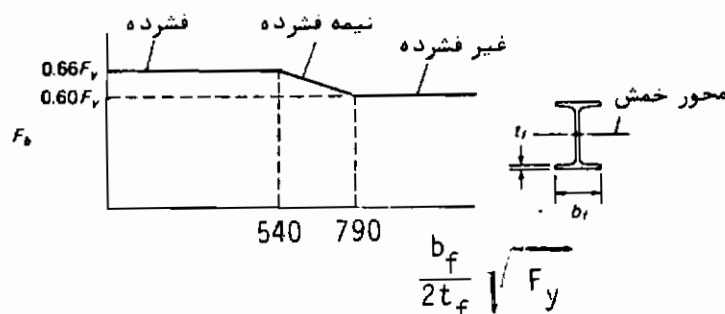
(1) local buckling

صفحهٔ محور ضعیف خود بار شده‌اند (بشرطی که ضریب شکل مقطع آنها حداقل ۱/۱۰ بوده و بتوانند تا لنگر خمیری  $M_p$  بار تحمل کند) برابر است با:

$$F_b = 0.66 F_y \quad (۹-۷)$$

۲- در مورد قطعات بند قبل در صورتی که مشخصات ابعاد بال آنها (که شکل سخت-نشده می‌باشد) ضابطه بند ۹-۱ AISC را تأمین کرده (یا رابطه  $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{790}{\sqrt{F_y}}$  اولی ضابطه (۶-۷) "قطعات فشرده" را تأمین نکرده باشد، تنش مجاز بر طبق ضابطه AISC بر طبق رابطهای خطی بین  $0.6 F_y$  و  $0.66 F_y$  در نظر گرفته خواهد شد.

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.00024 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (۱۰-۷)$$



شکل (۵-۷) - تنش مجاز در نیمرخهای I شکل طبق تغییرات مشخصات ابعادی بال آنها (رابطه ۱۰-۷)

۳- تنش مجاز خمشی برای نیمرخهای I شکل که دارای دو محور تقارن بوده و ضابطهٔ فشردگی (رابطه ۶-۷) در مورد بال آنها صادق باشد (با رابطه  $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}}$ ) در صورتی که حول محور ضعیف خود خم شوند برابر است با:

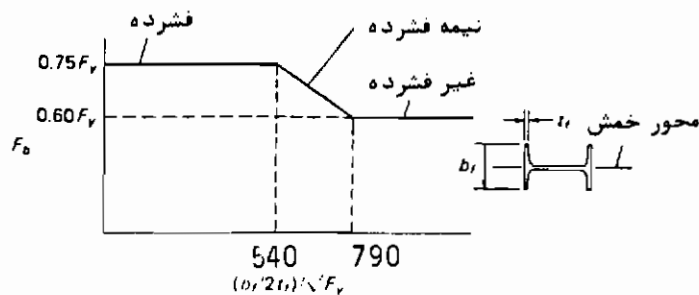
$$F_b = 0.75 F_y \quad (۱۱-۷)$$

با علم بر اینکه ضریب شکل نیمرخهای مستطیل شکل بالا می‌باشد (مثال ۷-۱). برای این

سور خمش تکیه‌گاه جانبی لازم نخواهد بود.

۴- برای نیمرخهای حالت قبل در صورتی که مشخصات ابعادی بال آنها از آنچه در بند ۱-۹ AISC ذکر میشود قوی‌تر بوده ولی نه آنچنان که بتواند لنگر خمیری مقطع را تضمین کند (یا  $\frac{b_f}{2t_f} > \frac{540}{\sqrt{F_y}}$ ) تنش مجاز خمشی بطورخطی از  $0.6 F_y$  تا  $0.75 F_y$  برطبق رابطه زیر تعیین خواهد کرد.

$$F_b = F_y \left[ 1.075 - 0.0006 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (12-7)$$



شکل (۷-۶) - تنش مجاز در نیمرخهای I شکل بر طبق تغییرات مشخصات ابعادی بال آنها (رابطه ۷-۱۲)

۵- برای کلیه نیمرخهایی که دارای مهار جانبی مناسبی هستند نوعی که قادرند کرنشی برابر با  $\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$  را در تارهای انتهایی مقطع خود تحمل کند. بعبارت دیگر قادرند لنگر تسلیم  $M_y$  در مقطع خود پذیرفته ولی شرایط مقاطع فشرده و یا نیمه فشرده<sup>۱</sup> را ندارند. مقدار تنش مجاز برابر با مقدار زیر خواهد بود:

$$F_b = 0.60 F_y \quad (13-7)$$

بایستی یادآور شد که در ضوابط AASHTO در طرح ارتجاعی قطعات از مقاطع فشرده

### (1) Partially Compact

صحتی میان نمی‌آید و لنگر نهایی مقطع حداکثر برابر با  $M_y$  و یا لنگر تسلیم معرفی می‌شود بدین جهت تنش مجاز خمشی حداکثر برابر با  $F_b = 0.55 F_y$  پذیرفته می‌گردد. علاوه بر این بعلت تأثیر خستگی در طراحی پل‌های شاهراهها عملاً "تنش مجاز بمیزان قابل ملاحظه‌ای کمتر از  $0.55 F_y$  خواهد شد و این تقلیل تنش بستگی به میزان تغییرات تنش و مقدار تناوب بارگذاری سازه مورد طرح می‌باشد.

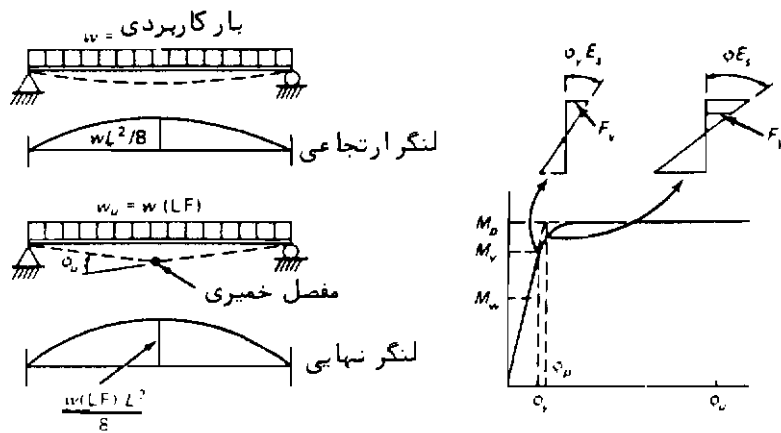
### روش طرح خمیری

در روش طرح خمیری بارهای وارده را در ضریب بار  $L F$  ضرب می‌نمایند تا بار نهایی قطعه که موجب خرابی خمیری<sup>۱</sup> قطعه خواهد شد بدست آید. بدین ترتیب لنگرهای نهایی، خرابی خمیری سازه را معین می‌کنند. در سازه‌های معین برای بدست آوردن لنگر خمیری کافی است که مکانیزم<sup>۲</sup> خرابی را برای آن ایجاد کنیم. مقطعی که در آن لنگر خمیری ایجاد می‌شود بدون آنکه مقاومت بیشتری در برابر تغییر شکل نشان دهد، دوران پیدا خواهد کرد. وضعیتی را که در آن وضعیت دوران مقطع تحت لنگر خمیری ( $M_p$ ) ثابتی انجام می‌گیرد را مفصل خمیری<sup>۳</sup> گویند.

با توجه به شکل (۷-۷) دیده می‌شود که بهمان میزان که لنگر خمشی از مقدار لنگر خمشی تحت بارهای وارده افزایش پیدا می‌کند. زاویه کرنش  $\Phi$  (دوران بر حسب رادیان) یا کاملاً در حیطه ارتجاعی است (تا لنگر تسلیم  $M_y$ ) و یا نیمه ارتجاعی است (از لنگر تسلیم  $M_y$  تا لنگر خمیری  $M_p$ ) تا زمانی که لنگر مقطع به لنگر خمیری  $M_p$  برسد. پس از آن وضعیتی ناپایدار که به آن مکانیزم می‌گوئیم بوجود می‌آید و تغییر شکل بدون مقاومتی اضافی افزایش می‌یابد. در شرایط نهایی تا تغییر شکل ارتجاعی حاصل از خمش در قطعه خمشی در مقام مقایسه با دوران  $\Phi$  که در مفصل خمیری بوجود می‌آید بسیار ناچیز است و به این ترتیب تحلیل تیر را میتوان با فرض این که از دو قطعه صلب که توسط مفصلی با امکان دوران بیکدیگر وصل شده‌اند انجام داد. بعدها خواهیم دید که فقط در سازه‌های معین است که میتوان انتظار داشت که مقدار لنگر خمیری در هر مقطع رابطه مستقیمی با مقدار لنگر ارتجاعی در آن مقطع داشته باشد. در سازه‌های نامعین بحض اینکه مفصل خمیری شروع به تشکیل می‌نماید توزیع مجدد لنگر در قطعه شروع می‌شود و به آن جهت وقتی که مفصل خمیری در قطعه تشکیل می‌شود، هیچ نسبت مشخصی

- 
- (1) Plastic Collapse (2) Collapse mechanism  
(3) Plastic hinge

بین دیاگرام لنگر و دیاگرام لنگر ارتجاعی وجود نخواهد داشت.



شکل (۷-۷) - عملکرد خمیری

برطبق ضوابط AISC برای اینکه قطعه خمشی بتواند به لنگر خمیری خود تحت اثر بار نهایی برسد لازم است که تکیه‌گاه‌های مناسبی جهت بال فشاری آن در نظر گرفته شود. ضریب باری که برای بارهای قائم ثقلی در نظر گرفته میشود ۱/۷ می‌باشد. درست بدانند آنچه در روش طرح ارتجاعی جهت برای مقاطع فشرده ذکر شد و تحت آن شرایط امکان بکار گرفتن تنش مجازی برابر با  $F_y / 66$  ممکن می‌باشد در روش طرح خمیری نیز شرایط مشابهی جهت جلوگیری از کمانش موضعی وجود دارد.

#### مشخصات ابعادی مقطع در طرح خمیری

نسبت عرض به ضخامت بال‌های نیم‌رخ‌های I شکل نورد شده و یا ساخته شده که تحت تأثیر نیروی فشاری قرار دارند و تحت بار نهایی در آنها مفصل خمیری بوجود خواهد آمد نباید از مقدار داده شده زیر تجاوز کند.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 8.8 \quad (7-14) \quad (\text{برای فولادهای نرمه } F_y = 23333 \text{ bar})$$

نسبت عرض به ضخامت صفحات بال تحت فشار نیم‌رخ‌های قوطی شکل و یاورق‌های تقویتی تحت فشار در نیم‌رخ‌ها نباید از  $\frac{1580}{\sqrt{F_y}}$  تجاوز کند.

نسبت عمق به ضخامت جان‌اعضایی که تحت لنگر خمیری می‌باشند نباید از مقدار داده

شده در رابطه زیر تجاوز کنند .

اگر  $\frac{P}{P_y} \leq 0.27$  باشد  
(الف ۱۵-۷)

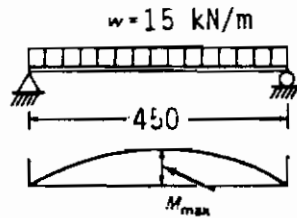
اگر  $\frac{P}{P_y} > 0.27$  باشد  
(ب ۱۵-۷)

$$\frac{d}{t} \leq \frac{2420}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{P}{P_y}\right)$$

$$\frac{d}{t} \leq \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

مثال ۷-۳:

مطلوبست تعیین سبک‌ترین نیمرخ I شکلی که بتواند باری یکنواخت با شدت ۱۵۰ دکا- نیوتن بر متر را تحمل کند . طول دهانه این تیر ۴/۵ متر و بال فشاری دارای تکیه‌گاه‌های مناسب جهت جلوگیری از پیچش مقطع می‌باشد . از روش طرح ارتجاعی استفاده شود .



شکل (۷-۸)

حل :

چون اغلب نیمرخ‌های I شکل دارای شرایط فشردگی مقطع می‌باشند لذا تنش مجاز را  $F_b = 0.66 F_y$  می‌گیریم .

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{1500 \times 4.5^2}{8} = 3800 \text{ daN.m}$$

$$S \geq \frac{M}{F_b} = \frac{380000}{0.66 \times 2333} = 247 \text{ cm}^3$$



اگر INP انتخاب شود، نیمرخ انتخابی I22 خواهد بود که دارای وزنی برابر با  $31/1 \text{ Kg/m}$  است اگر IPB انتخاب شود، نمره آن ۱۶ خواهد بود که وزن آن برابر با  $42/6 \text{ (Kg/m)}$  خواهد بود و اگر از IPE استفاده شود بایستی IPE22 با وزن  $26/2 \text{ (Kg/m)}$  انتخاب شود که آنرا انتخاب می‌کنیم.

– کنترل مشخصات ابعادی مقطع IPE22

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{11.0}{2 \times 0.92} = 5.98 < \frac{540}{\sqrt{2333}} = 11.18 \quad \text{O.K. (۶-۷) رابطه}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{22.0}{0.59} = 37.3 < \frac{5310}{\sqrt{F_y}} = 109.9 \quad \text{OK. (۸-۷) رابطه}$$

مثال ۷-۴:

مثال قبل را با روش طرح خمیری بررسی کنید.

حل:

ضریب بار برای بار وارده  $1/7$  خواهد بود لذا لنگر خمیری برابر خواهد شد با:

$$W_u = 1.7 \times 1500 = 2550 \quad \text{daN/m}$$

$$M_p = \frac{W_u L^2}{8} = \frac{2550 \times 4.5^2}{8} = 6455 \quad \text{daN/m}$$

$$Z > \frac{M_p}{F_y} = \frac{645500}{2333} = 277 \quad \text{cm}^3$$

باید IPE22 (سانتی‌متر مکعب)  $Z = 286$  انتخاب شود.

– کنترل مشخصات ابعادی مقطع IPE22 برای طرح خمیری.

رابطه (۷-۱۴)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{11}{2 \times 0.92} = 5.98 < 8.8 \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{22}{0.59} = 37.3 < \frac{2130}{\sqrt{F_y}} = 44 \quad \text{O.K.}$$

۷-۴ = خیز

اگر تیرهای روی دهانه، بزرگ قرار گیرند و یا اینکه تیرهایی که از فولاد اعلا ساخته شده‌اند روی دهانه‌های کوتاه قرار گیرند بدلیل کمی ارتفاع آنها ممکن است که خیز تیر عامل کنترل کننده طراح آن باشد.

اگر مقدار خیز تیرهای کف و یا سقف سازه‌ای از مقدار معینی تجاوز کند ممکن است که به دیوارهای تیفه ساختمان خسارت وارد کرده و یا امکان استفاده مناسب ساختمان را مثلاً با اعوجاج چارچوبه درها که خود سبب عدم امکان باز بسته شدن راحت درها میشود و یا با گود افتادن کف اطاقها مورد سوال قرار دهد. آنچه در فوق ذکر شد مطالبی است که ممکن است رابطه‌ای با مقاومت تیر نداشته باشد و تیرهای با خیز بالا بتوانند مقاومت لازم را برای تحمل بار بنمایند. اگر خیز تیرهای سازه‌ای از مقدار معینی تجاوز کند خمش پذیری تیر بالا رفته و سازه تحت تأثیر لرزش حاصل از نوسان تیر قرار خواهد گرفت که میتواند خود مسأله‌انگیز باشد آقایان رایت<sup>۱</sup> و واکر<sup>۲</sup> در (مرجع ۲) و مورای<sup>۳</sup> در (مرجع ۳) لرزش سیستم‌های کف سازی را مورد بررسی قرار داده و عکسالعمل انسانی را در قبال آن نوسان بیان نموده‌اند. در کف پشت بام‌ها، خیز می‌تواند سبب مسأله آب انباشتی<sup>۴</sup> گردد که این مسأله در مطالب همین فصل مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

روش‌هایی متعدد جهت محاسبه خیز تیرهای تحت اثر بارهای پیکنواخت و لنگر لختی متغیر، در سازه‌های معین و نامعین وجود دارد. در حالت کلی حداکثر خیز را در یک قطعه ارتجاعی میتوان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\Delta_{\max} = \beta_1 \frac{WL^3}{EI} \quad (۷-۱۶)$$

درین رابطه:

W : کل بار در دهانه تیر

(1) Wright

(2) Walker

(3) Murray

(4) Ponding

L : طول دهانه تیر

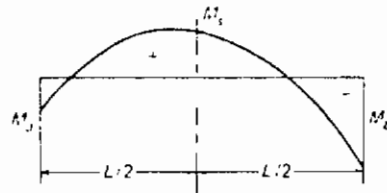
E : مدول ارتجاعی تیر (  $E = 2.07 \times 10^6 \text{ bar}$  )

I : لنگر لختی

 $\beta_1$  : ضریبی است که بستگی به درجه گیرداری دو سر تیر و نوع توزیع بار روی تیر دارد(برای تیر دو سر ساده  $\beta_1 = \frac{5}{384}$  برای سایر انواع تیرها میتوان  $\beta_1$  را از کتب راهنما بدست آورد).

در مورد تیرها یکسره ۱، خیز وسط دهانه تیر تحت اثر بار گسترده یکنواخت و دولنگر خمشی غیریکسان در دو انتهای تیر از رابطه زیر محاسبه خواهد شد (شکل ۷-۹)

$$\Delta = \frac{5L^2}{48EL} \left[ M_s - 0.1 (M_a + M_b) \right] \quad (17-7)$$



شکل (۷-۹) - تغییر لنگر خمشی برای تیرهای متعارف با بار گسترده یکنواخت

رابطه فوق در مواردی که خیز حداکثر در وسط دهانه فرض می‌شود که در اغلب موارد متعارف، عملی چنین است رابطه‌ای مفید خواهد بود. صحت این رابطه را می‌توان با روش‌های مختلف محاسباتی نظیر روش تیر مزودج اثبات نمود. اگر تیر دو سر ساده با بار گسترده یکنواخت مورد نظر باشد رابطه (۷-۱۶) به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$\Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (18-7)$$

میتوان این عبارت را با روابط  $M = \frac{wL^2}{8}$ ،  $f = \frac{MC}{I}$  و  $C = \frac{d}{2}$  بصورت زیر نوشت.

### (1) Continuous beams

$$\Delta_{\max} = \frac{10fL^2}{48Ed} \quad (۷-۱۹)$$

ازین عبارت تا زمانیکه حداکثر تنش در حول و حوش مقطع میانی تیر باشد میتوان برای تیر دو سر ساده تحت اثر بار گسترده یکنواخت استفاده نمود.  
در جدول (۷-۱) رابطه خیز برحسب  $\frac{L}{d}$  تیر درج شده است  
جدول (۷-۱) مقدار خیز برطبق رابطه (۷-۱۸)

$\Delta_{\max}$	$L/d$	فولاد نرمه $f = ۱۴۰۰$	فولاد اعلی $f = ۲۲۰۰$
$L/360$	$\frac{28000}{f}$	20	12.7
$L/300$	$\frac{33600}{f}$	24	15.3
$L/240$	$\frac{42000}{f}$	30	19.1
$L/200$	$\frac{50400}{f}$	36	22.9

برطبق ضوابط AISC تیرها و شاه تیرهایی که کفها و سقفها بر آنها تکیه دارند باید با در نظر گرفتن تغییر مکانهای حاصل از بارهای وارده طراحی گردند. تیرها و شاه تیرهایی که سقفهای اندود شده به آنها تکیه دارند باید طوری طرح شوند که حداکثر تغییر مکان حاصله از بارهای زنده در آنها از  $\frac{1}{360}$  دهنه کمتر باشد.

در مورد تأثیر خیز تیرها باید یادآور شد که خیز مربوط به بار مرده را میتوان با کوز دادن به تیرها و یا گرده ماهی نمودن کفها و سقفها بنوعی برطرف نمود و تنها خیزی که سبب ترک سقف، تیغهها و دیوارها می‌گردد خیز حاصل از اعمال بارهای وارده پس از اتمام ساختن بر سازه است.

ضوابطی که برای محدودیت خیز قطعات سازه‌ها وجود دارد بسیار ضعیف است زیرا که ضابطه واحد و استاندارد برای محدود نمودن خیز وجود ندارد. مقدار انتخابی خیز بایستی بر طبق نوع و آرایش مصالح بکار رفته معین گردد.

ملحقات ضوابط AISC محدودیت‌های زیر را توصیه می‌نماید.  
تیرها و شاه‌تیرهای کف که تحت ضربه و یا لرزش قرار نداشته باشند:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{55000}{F} \text{ (bar)} \quad (۷-۲۰ \text{ الف})$$

تیرها و شاه‌تیرهای کف که تحت ضربه و یا لرزش قرار دارند بشرطی که در قسمت اعظم سطح خود نیغه و یا بارهای متمرکز و نظیر آنرا تحمل نکنند.

$$\frac{L}{d} \leq 20 \quad (۷-۲۱)$$

لایه‌های سقف بشرطی که شیب سقف کمتر از ۲۵٪ باشد:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{69000}{F} \text{ (bar)} \quad (۷-۲۲ \text{ الف})$$

اگر تیرهای کف فشرده بوده باشند لذا تنش مجاز آنها  $F_b = 0.66 F_y$  خواهد شد و بر طبق توصیه ملحقات AISC دو رابطه (۷-۱۹ الف) و (۷-۲۲ الف) به صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{36400}{f} \quad (۷-۲۰ \text{ ب})$$

$$\frac{L}{d} \leq \frac{45500}{f} \quad (۷-۲۲ \text{ ب})$$

مقادیر فوق‌الذکر را میتوان به ترتیب تقریباً "برابر با  $\frac{L}{۲۶۰}$  و  $\frac{L}{۲۱۰}$ " دانست.

برای محاسبه خیز تیرهای یکسره با مقایسه روابط (۷-۱۷) و (۷-۱۹) دیده میشود که می‌توان از رابطه (۷-۱۹) بمنظور تعیین خیز این نوع تیرها نیز استفاده کرد بشرطی که مقدار  $F$  از لنگ خمشی معادلی که از رابطه (۷-۲۳) مشخص میشود محاسبه شده باشد.

$$M_e = M_s - 0.1 (M_a + M_b) \quad (۷-۲۳)$$

#### آب انباشتگی در سقف‌های تخت

هر گاه تیرهای یک پشت‌بام تخت خمش پیدا کند سبب می‌شود که پشت بام شکل کاسه به خود گرفته و در آن آب جمع شود. بمحض اینکه آب در پشت بام جمع شود آب انباشتگی سبب خمش بیشتر شده و گنجایش آب پشت بام افزایش می‌یابد. یک‌چنین روندی آنقدر ادامه می‌یابد که (۱) تعادل قطعات خمش نهایتاً حاصل شود (۲) افزایش خمش قطعات به خرابی سازه بیانجامد. یک چنین کاسه‌ای شدن پشت بام که بعلت خیز حاصل از وزن آب بوجود می‌آید آب انباشتگی<sup>۱</sup> خواهیم گفت.

برای جلوگیری از افزایش ظرفیت آب در پشت بام‌های تحت برطبق 3-6 - AISC خیز تیرهای پشت بام را می‌باید برطبق رابطه (۷-۲۴) محدود نمود:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{41400}{f_b} \quad (۷-۲۴)$$

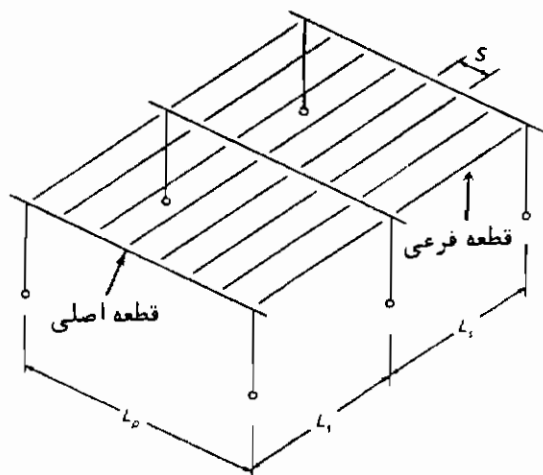
یک چنین خیزی تقریباً معادل  $\frac{L}{340}$  قطعات خمشی پشت بام می‌باشد. مسأله آب انباشتگی عملاً "بسیار پیچیده‌تر از مطالب فوق‌الذکر است. مارینو<sup>۲</sup> (مرجع 4) روش مسوومی را که پایه و اساس مندرجات ضوابط AISC شده است ارائه کرده است. پشت‌بام‌های تخت را میتوان به سازه‌ای که متکی بر قطعات درجه دوم (تیرهای فرعی) است که بنوبه خود بار حاصل را بر قطعات درجه اول (تیرهای اصلی) منتقل می‌کنند تشبیه نمود. تیرهای اصلی نیز بار خود را به دیوارهای صلب و یا ستونها منتقل خواهند نمود (شکل ۷-۱۰).

در شکل (۷-۱۱ الف) تغییر شکل قطعه اصلی را تحت اثر بار وارده برابر با  $\Delta$  مشخص می‌کند و در شکل (۷-۱۱ ب) قطعه‌ای فرعی که به وسط قطعه اصلی سوار شده است با تغییر شکل خود نشان داده شده است. دیده می‌شود که این قطعه فرعی در دو سر خود تغییر مکانی برابر با  $\Delta$  دارد بطوریکه خود قطعه در وسط دارای تغییر شکلی برابر با  $5\Delta$  نسبت به دو سر خود می‌باشد.

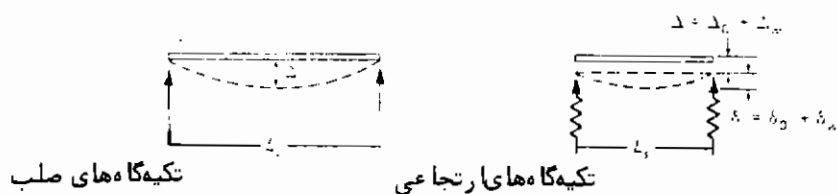
در شکل (۷-۱۲) شدت بار وارده که از تابعی سینوسی تابعیت می‌کند نشان داده شده است. در قطعه فرعی میانی، بار بحرانی قطعه بصورت گسترده<sup>۳</sup> یکنواخت فرض شده که شدت

(1) ponding

(2) Marino

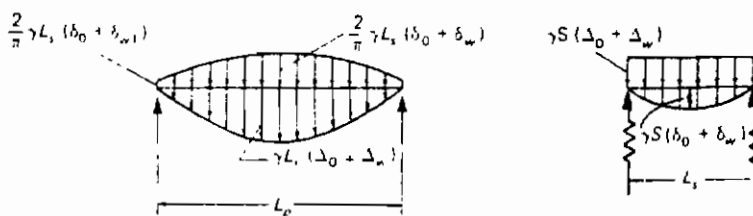


شکل (۷-۱۰) - آرایش سازه بمنظور تحلیل آب انباشتی



شکل (۷-۱۱) - خیز عناصر یک پشت بام تخت

این بار برابر با وزن آبی به ارتفاع  $\Delta$  (  $\Delta$  خیز اولیه بدون در نظر گرفتن آب اضافه شده و  $\Delta_w$  خیز اضافی حاصل از اثر وزن آب ) می‌باشد که بعلمت خیز قطعه اصلی بوجود می‌آید ، البته بار دیگری بر این قطعه که بشکل نیمه سینوسی خواهد بود بعلمت خیز خود قطعه اثر خواهد کرد .



شکل (۷-۱۲) - بار فرضی آب انباشتی

قطعه اصلی توسط باری گسترده و نیمه سینوسی شکل که از حاصل از تغییر شکل خودقطعه می‌باشد

قطعه اصلی توسط باری گسترده و نیمه سینوسی شکل که از حاصل از تغییر شکل خودقطعه می‌باشد با اضافه، عکس‌العمل باری نیمه سینوسی که به قطعه فرعی وارد میشود و این بار بعلت تغییر شکل قطعه فرعی می‌باشد قرار می‌گیرد. عکس‌العمل قطعه فرعی که به وسط دهانه قطعه اصلی وارد میشود برابر است با:

$$\frac{2}{\pi} \gamma L_S (\delta_0 + \delta_w)$$

این عکس‌العمل حاصل از بار وارده بر واحد طول در امتداد قطعه اصلی است. قطعه فرعی که نزدیک تکیه‌گاه قطعه اصلی روی قطعه اصلی قرار می‌گیرد دارای تغییر شکلی تقلیل یافته خواهد بود و بدان جهت عکس‌العمل آن که روی قطعه اصلی اثر خواهد کرد برابر خواهد بود با

$$\frac{2}{\pi} \gamma L_S (\delta_0 + \delta_{w1})$$

این بار نیز در واحد طول  $L_p$  خواهد بود. با توجه به شکل (۷-۱۳) لنگر خمشی در قطعه اصلی را محاسبه کنید. ابتدا با فرض سینوسی بودن بارهای وارده عکس‌العمل تیر را معین کنید.

$$R = \frac{\gamma L_S L_p}{\pi} (\Delta_0 + \Delta_{w1}) + \frac{2}{\pi} \frac{L_S L_p}{2}$$

$$(\delta_w - \delta_{w1}) + \frac{\pi \gamma L_S L_p}{\pi} (\delta_0 + \delta_{w1})$$

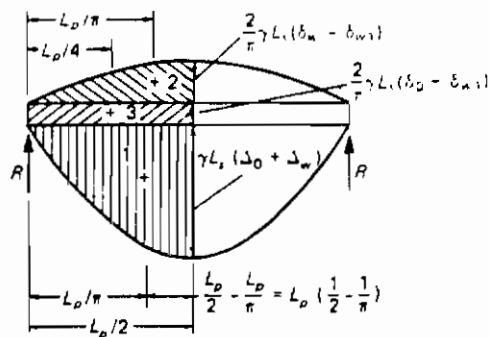
$$= \frac{\gamma L_S L_p}{\pi} \left[ (\Delta_0 + \Delta_w) + \frac{2}{\pi} (\delta_u - \delta_{w1}) + (\delta_0 + \delta_{w1}) \right] (26-7)$$

لنگر خمشی در وسط دهانه خواهد بود.

$$M = \frac{\gamma L_S L_p}{\pi} \left[ (\Delta_0 + \Delta_w) \left( \frac{L_p}{2} - \frac{L_p}{2} + \frac{L_p}{\pi} \right) + \frac{2}{\pi} (\delta_w - \delta_{w1}) \frac{L_p}{\pi} \right]$$



$$+ (\delta_o + \delta_{w1}) \left( \frac{L_p}{2} - \frac{L_p}{4} \right) \Bigg] = \frac{\gamma L_s L_p^2}{\pi} \left[ \frac{1}{\pi} (\Delta_u + \Delta_w) \right. \\ \left. + \frac{2}{\pi} (\Delta_w - \Delta_{w1}) + \frac{1}{4} (\delta_o + \delta_{w1}) \right]$$



شکل (۷-۱۳) - بارهای وارده جهت محاسبه‌لنگرهای خمشی روی قطعه اصلی

با استفاده از روش تیر مزدوج که از دیاگرام لنگر خمشی استفاده می‌کند می‌توان خیز تیر را محاسبه کرد. چون منحنی تغییرات بار وارده بشکل منحنی نیمه سینوسی است لذا دیاگرام  $\frac{M}{EI}$  نیز برای بارگذاری‌های تیر (بارگذاری ۱ و ۲) سینوسی مانند خواهد بود. بارگذاری ۳ که بار گسترده یکنواخت می‌باشد برای  $\frac{M}{EI}$  منحنی سهمی بدست خواهد داد. اگر منحنی سهمی را سینوسی بگیریم، لنگر خمشی در وسط دهانه تیر مزدوج ضریبی از  $\frac{L_p}{2}$  خواهد بود، بدین صورت:

$$\Delta_w = \frac{\gamma L_s L_p}{\pi 3EI_p} \left[ \frac{1}{\pi} (\Delta_o + \Delta_w) + \frac{2}{\pi} (\delta_w - \delta_{w1}) + \frac{1}{4} (\delta_o + \delta_{w1}) \right] \\ = \frac{\gamma L_s L_p^4}{\pi^4 EI_p} \left[ (\Delta_o + \Delta_w + \frac{2}{\pi} (\delta_w - \delta_{w1}) + \frac{\pi}{4} (\delta_o + \delta_{w1})) (2\gamma - \gamma) \right]$$

اگر  $C_p = \frac{\gamma L_s L_p^4}{\pi^4 EI_p}$  باشد مقدار  $\Delta_w$  خواهد شد.

$$\Delta_w = \frac{C_p}{1-C_p} (\Delta_o + \frac{\pi}{4} \delta_o + \frac{2}{\pi} \delta_w + \frac{\pi}{4} \delta_{w1} - \frac{2}{\pi} \delta_{w1}) \quad (28-7)$$

بهین ترتیب خیز وسط دهانه در قطعات فرعی خواهد شد.

$$\delta_w = \frac{\gamma S L_s^4}{\pi^4 EI_s} \left[ \frac{\pi^2}{8} (\Delta_o + \Delta_w) + \delta_o + \delta_w \right] \quad (29-7)$$

اگر  $C_s = \frac{\gamma L_s L_p^4}{\pi^4 EI_p}$  باشد مقدار  $\delta_w$  خواهد شد.

$$\delta_w = \frac{C_s}{1-C_s} \left( \frac{\pi^2}{8} \Delta_o + \delta_o + \frac{\pi^2}{8} \Delta_w \right) \quad (30-7)$$

در تکیه‌گاه قطعه اصلی  $\delta_w$  برابر خواهد بود با  $\delta_{w1}$  و  $\Delta_w = 0$  است. لذا از رابطه (۳۰-۷) خواهیم داشت:

$$\delta_{w1} = \frac{C_s}{1-C_s} \delta_o \quad (31-7)$$

از طرف دیگر چون نسبت  $\frac{\delta_o}{\Delta_o}$  برابر با نسبت  $\frac{S L_s^4}{E I_s}$  به  $\frac{L_s L_p^4}{E I_p}$  می‌باشد خواهیم داشت:

$$\frac{\delta_o}{\Delta_o} = \frac{C_s}{C_p} \quad (32-7)$$

بدین ترتیب اگر رابطه (۳۱-۷) را در معادله (۲۸-۷) قرار دهیم و بعد از آن معادلات (۲۸-۷) و (۳۰-۷) را جهت محاسبه  $\delta_w$  و  $\Delta_w$  حل کنیم خواهیم داشت:

$$\Delta_w = \frac{\alpha_p \Delta_o \left[ 1 + \frac{\pi}{4} \alpha_s + \frac{\pi}{4} \rho (1 + \alpha_s) \right]}{1 - \frac{\pi}{4} \rho \alpha_s} \quad (۲۳ - ۷)$$

$$\delta_w = \frac{\alpha_s \delta_o \left[ 1 + \frac{\pi}{32} \alpha_p + \frac{\pi}{8\rho} (1 + \alpha_p) + 0.185 \alpha_s \alpha_p \right]}{1 - \frac{\pi}{4} \rho \alpha_s} \quad (۲۴ - ۷)$$

درین روابط داریم:

$$\alpha_s = \frac{C_s}{1 - C_s}, \quad \alpha_p = \frac{C_p}{1 - C_p}, \quad \rho = \frac{\delta_o}{\Delta_o} = \frac{C_s}{C_p}$$

با کمی دقت در خواهیم یافت که حتی اگر کل سازه بصورت ارتجاعی عمل کند، خرابی سیستم وقتی که  $\alpha_p \alpha_s$  بسمت  $\frac{4}{\pi}$  میل نماید اتفاق خواهد افتاد. بدین ترتیب حفظ سیستم در حیطه ارتجاعی با ضریب اطمینانی مناسب لازم خواهد بود. چون خیز متناسب با تنش است لذا داریم:

$$\frac{f_w}{f_o} = \frac{\Delta_w}{\Delta_o} \frac{\text{تنش در خیز}}{\text{تنش اولیه در خیز}} = \frac{\Delta_w}{\Delta_o} \quad (۲۵ - ۷)$$

اگر ضریب اطمینانی برابر با ۱/۲۵ بکار ببریم می‌توان تنش حاصل از آب انباشتگی را با رابطه زیر محدود نمود.

$$f_w \leq 0.8 F_y - f_o \quad (۲۶ - ۷)$$

رابطه فوق براساس مقادیر خیزها با استفاده از معادله (۲۵ - ۷) بصورت زیر بیان خواهد شد.

$$\Delta_w \leq \left( \frac{0.8 F_y - f_o}{f_o} \right) \Delta_o \quad (۲۷ - ۷)$$

یا اگر معادله (۷-۳۳) را برای مقدار  $d_w$  بکارگیریم، ضابطه نهایی ایمنی قطعات اولیه بصورت زیر بیان خواهد شد.

$$\left[ \frac{0.8 F_y - f_o}{f_o} \right]_p > \frac{\alpha_p \left[ 1 + \frac{\pi}{4} \alpha_s + \frac{\pi}{4} \rho (1 + \alpha_s) \right]}{1 - \frac{\pi}{4} \alpha_p \alpha_s} \quad (۷-۳۸)$$

و ضابطه ایمنی قطعات فرعی خواهد شد.

$$\left[ \frac{0.8 F_y - f_o}{f_o} \right] > \frac{\alpha_s \left[ 1 + \frac{\pi^3}{32} \alpha_p + \frac{\pi^2}{8\rho} (1 + \alpha_p) + 0.185 \alpha_s \alpha_p \right]}{1 - \frac{\pi}{4} \alpha_p \alpha_s} \quad (۷-۳۹)$$

بر طبق آنچه در ضوابط AISC ذکر شده است با معلوم بودن  $U = \frac{0.8 F_y - f_o}{f_o}$  و مقدار  $C_s$  مقدار

$C_p$  را میتوان با استفاده از معادله (۷-۳۸) و یا نمودار شکل (۷-۱۴) بدست آورد و با معلوم بودن  $U$  برای قطعه فرعی و مقدار  $C_p$  میتوان مقدار  $C_s$  را از رابطه (۷-۳۹) و یا نمودار شکل (۷-۱۵) محاسبه نمود. مقدار  $f_o$  بیان کننده تنش اولیه در قطعه موردنظر می باشد.

بر طبق ضوابط AISC اگر پشت بام دارای شیب کافی به سمت نقاط زهکشی آزاد و یا زهکشی منفرد برای جلوگیری از آب انباشتی نباشد، میتوان بشرط برقرار بودن روابط زیر بام را در مقابل آب انباشتی پایدار فرض نمود و احتیاجی به بررسی بیشتر نخواهد بود.

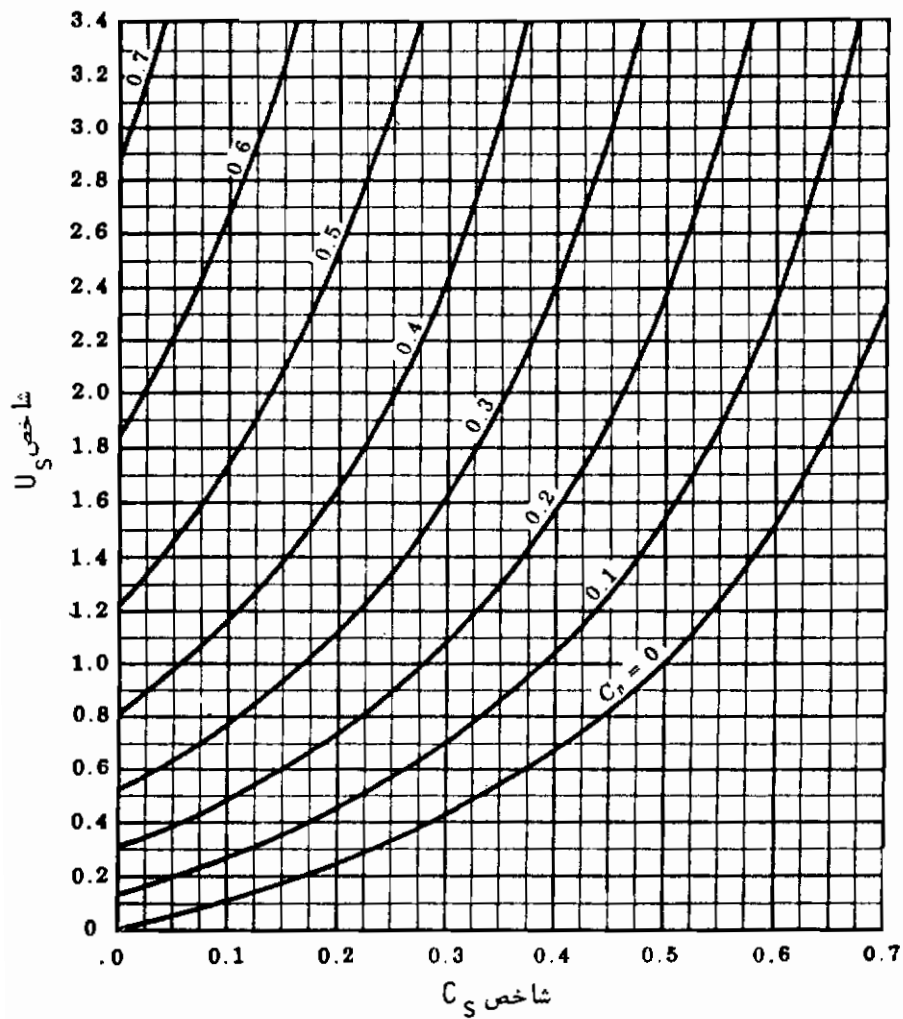
$$C_p + 0.9 C_s \leq 0.25 \quad (۷-۴۰)$$

$$I_d > 0.395 S^4 \quad (۷-۴۱)$$

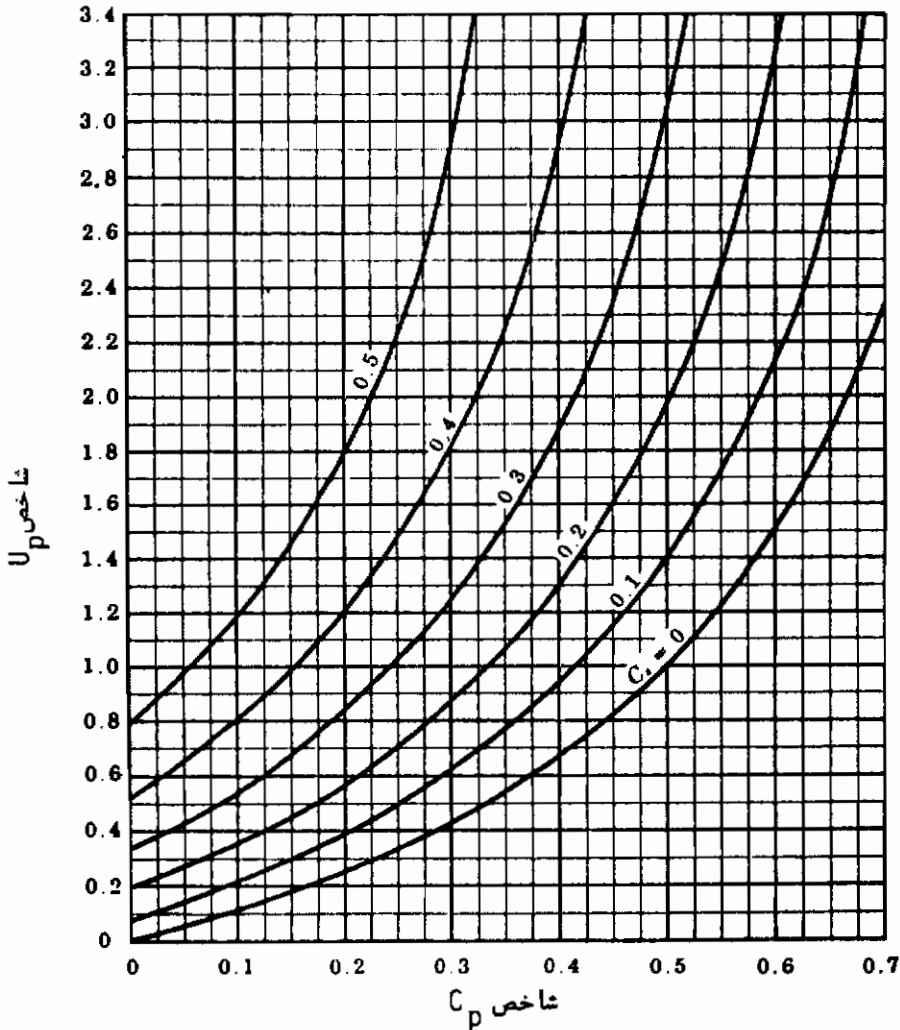
درین روابط:

$$C_p = \frac{\gamma L_s L_p^4}{\pi^4 E I_p} = 0.049 \frac{L_s L_p^4}{I_p}$$

$$C_s = 0.049 \frac{S L_s^4}{I_s}$$



شکل (۷-۱۴) - نمودار رابطه (۷-۳۸)



شکل (۷-۱۵) - نمودار رابطه (۷-۲۹)

- $L_p$  : طول قطعه اصلی برحسب متر
- $L_s$  : طول قطعه فرعی برحسب متر
- $S$  : فواصل قطعات فرعی برحسب متر
- $I_p$  : لنگر لختی قطعه اصلی برحسب  $cm^4$
- $I_s$  : لنگر لختی قطعه فرعی برحسب  $cm^4$
- $I_d$  : لنگر لختی عرشه فولادی که توسط قطعه فرعی عملی می‌شود برحسب

برای خریاها و تیرچه‌های فولادی مقدار  $I_g$  را باید به اندازه ۱۵ درصد کاهش داد. اگر عرشه فولادی بدون اینکه تیری فرعی وجود داشته باشد، بر روی تیرهای اصلی قرار گرفته باشد بایستی آنرا همانند تیر فرعی به حساب آورد.

مقدار کل تنش خمشی حاصل از بارهای مرده و بارهای زنده قائم و آب انباشتگی در اعضای اصلی و فرعی بایستی از  $0.85 F_y$  تجاوز کند و در تجزیه و تحلیل اثر آب انباشتگی نیازی به دخالت دادن نیروهای زلزله و باد نمی‌باشد.

در ضابطه  $0.25 C_p + 0.9 C_s$  فرض شده است که قطعات قبل از تأثیر آب - انباشتگی تحت تنش کامل قرار گرفته باشند. بعنوان مثال:

$$\frac{0.8 F_y - f_o}{f_o} = \frac{0.8 F_y - 0.66 F_y}{0.66 F_y} = 0.212$$

$$= \frac{0.8 F_y - 0.6 F_y}{0.6 F_y} = 0.33$$

دیده می‌شود که شاخص تنش  $0.25$  عدد معقولی بین دو عدد فوق‌الذکر می‌باشد و اگر از شکل‌های (۷-۱۴) و (۷-۱۵) استفاده شود دیده خواهد شد که ضابطه فوق‌الذکر کاملاً "محافظة‌کارانه" می‌باشد، مخصوصاً "وقتی که آب انباشتگی اثر کند تنش‌ها تقلیل خواهد یافت. برجته  $A$  در مرجع (5) نمودارهایی جهت کنترل سریع ضابطه AISC ارائه داده است.

در رابطه (۷-۴۱) مقدار  $I_p$  مربوط به عرشه فولادی روی تیرهای فرعی است و چون در آب انباشتگی دخالت ناچیزی دارد، بدین جهت بنحوی که توسط چین در مرجع (6) نشان داده شده است میتوان آنرا همانند دستگای یک طرفه در نظر گرفت.

فرض کنید که عرشه دارای دهانه‌ای برابر با  $S$  باشد بنحوی که روی تکیه‌گاه‌های صلب قرار گرفته باشد و باری به شکل نیمه سینوسی که نقطه حداکثر آن دارای عرضی برابر با  $(\Delta_o + \Delta_w)$  بر واحد طول می‌باشد تحمل کند. عکس‌العمل تیر خواهد شد.

$$R = \gamma (\Delta_o + \Delta_w) \frac{S}{\pi}$$

(1) Steel deck

(2) Burgett

اگر لنگر خمشی وسط دهانه را محاسبه کنیم و سپس با استفاده از تیر مزدوج خیز وسط دهانه را معین کنیم خواهیم داشت؛

$$\Delta_w = \frac{\gamma S^4}{\pi^4 EI} (\Delta_0 + \Delta_w) \quad (42-7)$$

$$\Delta_w = \Delta_0 \frac{\frac{\gamma S^4}{\pi^4 EI}}{\left[ 1 - \frac{\gamma S^4}{\pi^4 EI} \right]} \quad (43-7)$$

مقدار معادله فوق اگر رابطه زیر برقرار باشد بی‌نهایت خواهد شد.

$$I = \frac{\gamma S^4}{\pi^4 E} \quad (44-7)$$

اگر از ضریب اطمینانی برابر،  $1/25$  استفاده کنیم ایمنی قطعه در زمان آب انباشتی بشرط رابطه زیر تأمین خواهد شد.

$$I \geq \frac{\gamma S^4}{1.25 \pi^4 E} = 0.391 S^4 \quad (45-7)$$

و ضابطه AISC مقدار لنگر لختی عرشه فولادی را بر طبق رابطه (۷-۴۱) معین می‌کند. اگر عرشه فولادی خود بجای تیرهای فرعی باشد طرح آن با معادله (۷-۴۰) خواهد بود. محاسبات ریاضی دیگری برای تحلیل آب انباشتی توسط سالاما<sup>۱</sup> و مودی<sup>۲</sup> در مرجع (7) سویر<sup>۳</sup> در مراجع (8 و 9)، چین، مانسوری<sup>۴</sup> و آدامز<sup>۵</sup> در مرجع (10)، ایونت<sup>۶</sup> و استوارت<sup>۷</sup> در مرجع (11) و ایونت<sup>۸</sup> در مرجع (12) آورده شده است.

- |             |              |
|-------------|--------------|
| (1) Salama  | (2) Moody    |
| (3) Sawyer  | (4) Mansouri |
| (5) Adams   | (6) Avent    |
| (7) Stewart |              |



مثال ۷-۴:

سبکترین نیمرخ I شکلی را که باری گسترده با شدت ( ۱۵ KN/m ) را تحمل می‌کند معین کنید. ازین بار وارده ( ۱۰ KN/m ) آن بار زنده است. دهانه این تیر که در دو انتها روی دو تکیه‌گاه ساده قرار گرفته است ۱۲/۰ متر است. خیز بار زنده را به  $\frac{L}{۳۶۰}$  محدود کنید. این تیر دارای تکیه‌گاه‌های مناسب جانبی است. از روش طرح ارتجاعی استفاده کنید.

حل:

وزن تیر را ( ۹۰ daN / m ) فرض می‌کنیم، خواهیم داشت:

$$M = \frac{1}{8} (1500 + 90)(12.0)^2 = 28620 \quad \text{m. daN}$$

$$F_b = 0.66 F_y = 1540 \quad \text{bar}$$

$$S_x \text{ لازم} > \frac{2862000}{1540} = 1858 \quad \text{cm}^3 \Rightarrow \text{IPE 50}$$

تنش موجود در تیر خواهد شد.

$$f_b = \frac{2862000}{1930} = 1483 \quad \text{bar}$$

سهم تنش از بار زنده

$$f = \frac{10}{15} \times 1483 = 988.6 \quad \text{bar}$$

با استفاده از جدول (۷-۱) و حداکثر خیز بار زنده برابر با  $\frac{L}{۳۶۰}$  خواهیم داشت:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{28000}{f} = \frac{28000}{988.2} = 28.3$$

$$d > \frac{L}{28.3} = \frac{1200}{28.3} = 42.4 \leq 50 \quad \text{OK.}$$

روش دیگر طرح به صورت زیر است:

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 1000 \times 12 \times 1200^3}{384 \times 2.1 \times 10^6 I} = \frac{128570}{I}$$

برای بار زنده

چون حداکثر خیز بار زنده به  $\frac{L}{360}$  محدود شده است لذا خواهیم داشت:

$$I = \frac{128570}{\Delta_i} = \frac{128570 \times 360}{1200} = 38570 < I_{IPE 50} = 48200 \quad OK.$$

مثال ۷-۵:

یک بام تخت ساختمانی صنعتی دارای ابعادی  $10 \times 13/5$  متر می‌باشد. شاه تیرهای این ساختمان بدون در نظر گرفتن مسأله آب انباشتی ۵۰ IPB و تیرهای فرعی آن که دارای دهانه‌ای برابر با ۱۰ متر می‌باشند، IPE30 انتخاب شده‌اند. فرض کنید که  $\frac{1}{4}$  بار زنده به همراه آب انباشتی اثر خواهد کرد (فرض میشود که این مقدار ۶۰ درصد کل بار اعمالی است) مطلوبست کنترل این سقف برای آب انباشتی، فواصل تیرهای فرعی  $1/5$  متر است.

معلومات مسأله:  $f_b = 1500$  bar تنش در شاه تیر (در حالت متعارف)

$f_b = 1250$  bar تنش در تیر فرعی (در حالت متعارف)

حل:

کنترل شاه تیرها:

$$f_0 = 0.6 \times 1500 = 900 \quad \text{bar}$$

$$U = \frac{0.8 F_y - f_0}{f_0} = \frac{0.8(2333) - 900}{900} = 1.07$$

$$C_p = 0.049 \frac{L_s L_p^4}{I_p} = 0.049 \frac{10 \times 13.5^4}{107180} = 0.152$$

$$C_s = 0.049 \frac{S L_s^4}{I_s} = 0.049 \frac{1.5 \times 10^4}{8356} = 0.088$$

$$C_p + 0.9 C_s = 0.152 + 0.088 = 0.24 < 0.25 \quad OK.$$

از طریق دیگر میتوان با داشتن  $U_p = 1/07$  و  $C_s = 0/088$  مقدار مجاز  $C_p$  را از نمودار

شکل (۷-۱۴) برابر با  $C_p \approx 0.425$  بدست آوریم و چون مقدار  $C_p$  محاسباتی برابر با  $0.152$  است لذا شاه تیر از نظر آب انباشتگی قابل قبول است. حال برای تیر فرعی کنترل می‌کنیم.

$$f_0 = 0.6 \times 1250 = 750 \text{ bar}$$

$$u \text{ شاخص تنش} = \frac{0.8 F_y - f_0}{f_0} = \frac{0.8 \times 2333 - 750}{750} = 1.49$$

حال می‌توانیم با استفاده از نمودار شکل (۷-۱۵) با معلوم بودن  $u_s = 1/49$  و  $C_p = 0.152$  مقدار حداکثر مجاز  $C_s$  برابر با  $0.44$  معین می‌شود و چون  $C_s = 0.088$  است لذا تیر فرعی نیز از نظر آب انباشتگی وضعیت قابل قبولی دارد. با کمی دقت دیده می‌شود که کنترل تک به تک این دو نوع تیر جواب‌های بسیار قابل قبولی بدست می‌دهد ولی کنترل تک رابطه (۷-۴۰) بدلیل محافظه کار بودن چندان مطمئن نخواهد بود.

۷-۵ = برش در تیرهای مورد شده

در جایی که برای تیرهای طویل عملاً "تعیین مقطع تیر با کنترل خیز آن ممکن می‌گردد و در مورد تیرهای با طول متوسط کنترل خمش تعیین کننده آن می‌باشد در تیرهای کوتاه نیز ممکن است برش در تیر تعیین کننده باشد.

بمنظور یادآوری روش تعیین تنش برشی در مقاطع متقارن، قطعه‌ای به طول  $dz$  از تیر شکل (۷-۱۶) را به صورت جدا از تیر در شکل (۷-۱۶ ب) نشان داده شده است در نظر بگیرید. اگر بخواهیم تنش برشی  $v$  را که در فاصله  $y_1$  از محور خنثی عمل می‌کند بدست آوریم، از شکل (۷-۱۶ ج) دیده می‌شود که:

$$dC' = vtdz \quad (7-46)$$

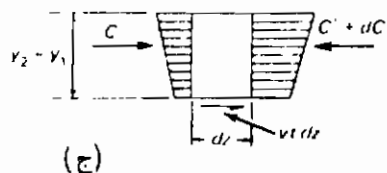
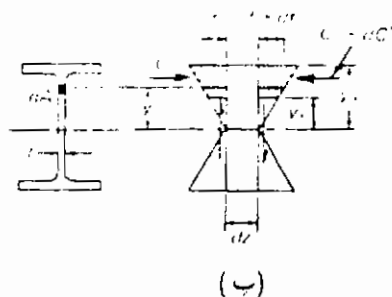
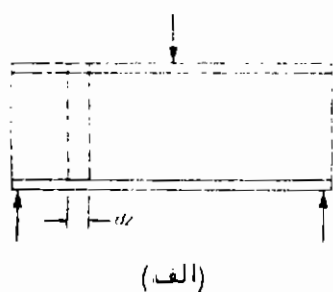
نیروهای افقی حاصل از لنگر خمشی به قرار زیر است:

$$C' = \int_{y_1}^{y_2} fdA$$

$$C + dC' = \int_{y_1}^{y_2} (f + df) dA$$

اگر طرفین دو رابطه فوق‌الذکر را از یکدیگر کم کنیم خواهیم داشت:

$$dC' = \int_{y_1}^{y_2} df \cdot dA \quad (47-7)$$



شکل (۷-۱۶) - اثر تنش‌های خمشی در تعیین تنش‌های برشی

$$df = \frac{dM \cdot y}{I} \quad (48-7)$$

$$dC' = \int_{y_1}^{y_2} \frac{y \cdot dM}{I} dA = \frac{dM}{I} \int_{y_1}^{y_2} y dA \quad (49-7)$$

اگر معادله (۷-۴۹) را در رابطه (۷-۴۶) قرار دهیم نهایتاً خواهیم داشت:

$$v = \frac{dM}{dz} \left( \frac{1}{tI} \right) \int_{y_1}^{y_2} y \, dA \quad (50-7)$$

و چون می‌دانیم که  $v = \frac{dM}{dz}$  است و اگر داشته باشیم:

$$Q = \int_{y_1}^{y_2} y \, dA$$

رابطه آشنای تنش برشی به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$v = \frac{VQ}{It} \quad (51-7)$$

در این رابطه  $Q$  عبارتست از لنگر سطح بین تار خارجی فوقانی و تاری که غرض تعیین تنش برشی در آن تار می‌باشد. در شکل (۷-۱۶) این سطح بین تارهای مربوط به عرض‌های  $y_1$  و  $y_2$  قرار گرفته است.

در روش‌های متعارف طراحی سازه‌های فولادی مقدار تنش برشی را بر اساس سطح ناخالص جان با در نظر نگرفتن اثر سوراخ‌های پیچ و پرچ محاسبه می‌کنند.

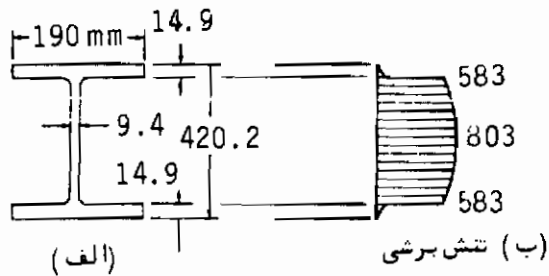
$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w} \quad (52-7)$$

باید یادآور شد که اثر سوراخ‌های لازم جهت عبور لوله‌ها و کانال‌ها را نمی‌توان ناچیز دانست و اثر آنها را در تعیین تنش برشی نادیده گرفت.

در مثال زیر دیده خواهد شد که چگونه قسمت عمده تنش برشی توسط جان تیرهای شکل تحمل می‌شود.

#### مثال ۷-۶:

توزیع تنش برشی را در نیمرخ IPE 45 که تحت اثر تلاشی برشی برابر با ۳۰۰ کیلو-نیوتن قرار دارد معین کنید، همچنین مقدار برشی را که توسط بال‌ها و جان تحمل می‌شود معلوم کنید.



شکل (۷-۱۷)

حل :

الف - تنش در محل اتصال بال به جان

$$V = 30000 \text{ daN}$$

$$Q = 19 \times 1.49 \left( \frac{42.02}{2} + \frac{1.49}{2} \right) = 615.9 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{30000 \times 615.9}{33740 \times 0.94} = 582.6 \text{ bar} \quad \text{در جان نیمرخ}$$

$$v = \frac{30000 \times 615.9}{33740 \times 19} = 28.8 \text{ bar} \quad \text{در بال نیمرخ}$$

ب - تنش در تار خنثی

$$Q = 849 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{30000 \times 849}{33740 \times 0.94} = 803 \text{ bar}$$

ج - تعیین تلاش برشی تحمل شده توسط بال و جان نیمرخ

$$V = 2 \left( \frac{28.8}{2} \right) (19 \times 1.49) = 815 \text{ daN.}$$

$$V = 30000 - 815 = 29185 \text{ daN}$$

در این حالت بیش از ۹۷ درصد از تلاش برشی توسط جان نیمرخ تحمل شده است.  
د - تنش متوسط  $f_v$  در جان نیمرخ

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{30000}{45 \times 0.94} = 709 \text{ bar}$$

دیده میشود که این مقدار متوسط ۱۱/۷ درصد کمتر از مقدار حداکثر تنش می‌باشد.  
بدلیل این که مقدار متوسط تنش برشی با مقدار حداکثر تنش برشی اختلاف ضعیفی دارد  
به این جهت بر طبق ضوابط طراحی کافی است که مقدار تنش برشی بکمک رابطه (۷-۵۲)  
محاسبه شود. در محاسبه تنش متوسط برشی ارتفاع کل مقطع نیمرخهای نورد شده در نظر گرفته  
خواهد شد ولی در تیر ورق‌ها فقط ارتفاع جان در نظر گرفته می‌شود. روش منطقی این است که  
ارتفاع جان در حد فاصل دو بال در محاسبات ملحوظ شود ولی عملاً این مقدار با ارتفاع کل  
چندان تفاوتی ندارد.

#### روش ارتجاعی AISC

جان نیمرخهای نورد شده بشرط آنکه تحت ناپایداری حاصل از تنش برشی و یا ترکیبی  
از تنش برشی و تنش خمشی قرار نداشته باشند می‌تواند تنش متوسطی بر طبق رابطه (۷-۵۳)  
تحمل کند.

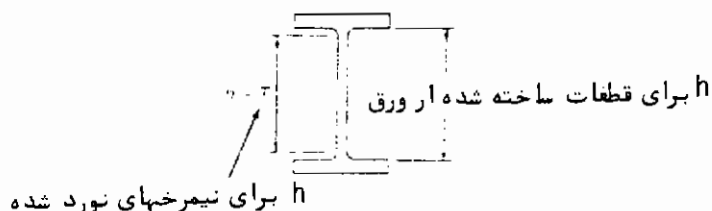
$$f_v = \frac{V}{A_w} \leq F_v = 0.40 F_y \quad (۷-۵۳)$$

برای این که امکان رسیدن تنش برشی در جان تیرها به تنش تسلیم برشی ممکن باشد باید  
جان تیر تا حد مناسبی ضخیم بوده و یا ارتفاع جان کم باشد و فقط در این صورت است که پایداری  
جان تأمین شده و نیازی به کاربرد قطعات تقویتی<sup>۱</sup> جان نخواهد بود. اگر می‌خواهیم تنش  
مجاز را  $F_v = 0.40 F_y$  بگیریم و از کاربرد قطعات تقویتی خودداری کنیم بایستی نسبت  
 $\frac{h}{t}$  برای نیمرخهای ساخته شده از فولاد نرمه با  $F_y = ۲۳۳۳$  (بار) در رابطه زیر صدق

$$\frac{h}{t} \text{ حداکثر} = 67 \quad (۷-۵۴)$$

تعیین تنش برشی مجاز حداکثر برابر با  $0.40 F_y$  با استفاده از نظریه‌های گسیختگی

(1) Stiffener



شکل (۷-۱۷) مکرر

تحت اثر توأم تنش برشی و تنش خمشی حاصل شده است. با استفاده از نظریه کلی هورن-فین مایرز و هنکی "انرژی اعوجاج" (فصل دوم بند ۲-۶) مقدار تنش تسلیم برشی یعنی  $\tau_y$  برابر با تنش تسلیم  $F_y$  بر  $\sqrt{3}$  خواهد بود یا:

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (۷-۵۵)$$

اگر مقدار متعارف ضریب اطمینان یعنی  $1/67$  را برای تعیین تنش مجاز برشی  $F_v$  بکار گیریم مقدار تنش مجاز برشی برابر با  $0.35 F_y$  خواهد شد. بدو دلیل مقدار تنش مجاز برشی را میتوان تا حد  $0.40 F_y$  افزایش داد. اولاً "در نسبت‌های کم  $\frac{h}{t}$  می‌توان مقدار تنش را حتی به بیش از تنش مربوط به سختی مجدد کرنش بدون اینکه تیر کوچکترین عکس‌العمل نامطلوبی نشان دهد افزایش داد. ثانیاً "بیشتر از شصت سال است که آئین‌نامه‌ها مقدار مجاز تنش برشی را دو سوم مقدار تنش مجاز خمشی معین کرده‌اند و با توجه به این تجربه طولانی که در مورد ضریب اطمینان کم شده وجود دارد با در نظر گرفتن موارد اندکی که منجر به جاری شدن برشی در تیرها شده است می‌توان با اطمینان کامل مقدار تنش مجاز  $0.4 F_y$  را منطقی تلقی نمود.

#### مثال ۷-۷:

سبکترین نیمرخ IPE را که بتواند باری گسترده با شدت  $230 \text{ (kN/m)}$  را تحمل کند معین کنید. دهانه این تیر  $1/5$  متر است. این تیر دارای تکیمگاه‌های مناسب جانبی است.

حل:

چون شدت بار وارده بالا است و دهانه تیر نیز کم است طراح باید هم برش و هم خمش را کنترل کند.



$$M = \frac{1}{8} (23000) (1.5)^2 = 6469 \quad \text{m.daN.}$$

$$V = \frac{1}{2} (23000) (1.5) = 17250 \quad \text{daN.}$$

با فرض فشرده‌بودن مقطع خواهیم داشت:

$$S \geq \frac{646900}{1540} = 420 \quad \text{cm}^3 \Rightarrow \text{IPE 27}$$

حال برش را کنترل می‌کنیم.

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{17250}{27 \times 0.66} = 968 \quad \text{bar}$$

$$F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2333 = 933 \leq 968 \quad \text{NG}$$

سطح مقطع جان لازم برای تلاش برشی خواهد بود.

$$\text{لازم } A_w > \frac{V}{F_v} = \frac{17250}{933} = 18.48 \quad \text{cm}^2$$

اگر IPE 30 را امتحان کنیم خواهیم دید که قابل قبول است  $(A_w = 30 \times 0.71 = 21.3)$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{17250}{21.3} = 810 < 933 \quad \text{OK.}$$

بایستی توجه کنیم که بشرطی می‌توانیم تنش مجاز  $F_v = 0.4F_y$  را بکار گیریم که شرط (۷-۵۴) برقرار باشد، لذا مقدار  $\frac{h}{t}$  را برای این نیمرخ کنترل می‌کنیم.

$$\frac{h}{t} = \frac{\text{ارتفاع آزاد جان نیمرخ}}{\text{ضخامت جان نیمرخ}} = \frac{249}{7.1} = 35 < 63 \quad \text{OK}$$

کاربرد قطعات تقویتی در مواردی که مقدار  $\frac{h}{t}$  در رابطه (۷-۵۴) صدق نمی‌کند در محث مربوط به تیر ورقها آورده شده است.

## روش طرح خمیری AISC

زمانی که از قطعات تقویتی عمود بر جان و ورق‌های تقویت چسبیده به جان استفاده نشده باشد مقدار تنش برش نهایی  $f_{vu}$  که به صورت متوسط در سطح ناخالص جان محاسبه می‌شود، برطبق ضوابط طرح خمیری AISC بایستی از مقدار مجاز آن کمتر باشد (رابطه ۷-۵۶)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{dt_w} \leq 0.55 F_y \quad (7-56)$$

مقدار  $0.55 F_y$  بر مقدار محاسباتی از طریق نظریه "انرژی اعوجاج" مطابقت دارد زیرا که بر طبق آن نظریه مقدار تنش تسلیم برشی برابر است با:

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 0.577 F_y$$

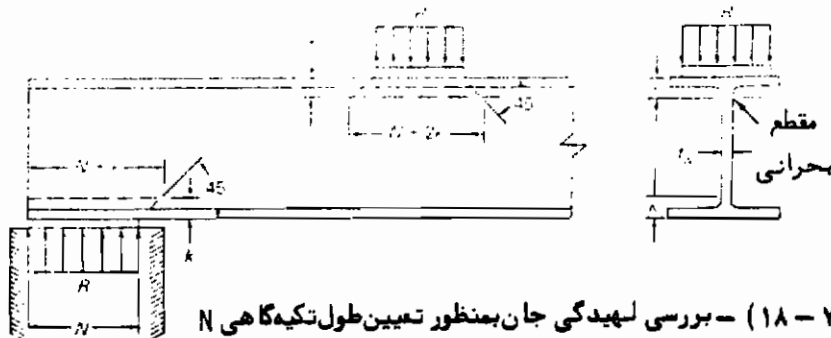
## ۷-۶ = لهیدگی جان و ورق‌های زیر سری

جاری شدن موضعی جان در محل‌های تحت تنش فشاری بالا که در حول و حوش بارهای متمرکز اتفاق می‌افتد را لهیدگی جان می‌گویند. لهیدگی جان در مواردی که بار متمرکز بر تیر وارد می‌شود و عکس‌العمل تکیه‌گاهی دارای مقداری قابل توجه است و در محلی که عکس‌العمل تیر به ستون منتقل می‌شود بوجود می‌آید.

با توجه به شکل (۷-۱۸)، ضوابط طراحی AISC فرض محافظه کارانه‌ای برای بررسی امکان لهیدگی جان را معین می‌کند. طی این روش فرض می‌شود که توزیع تنش با زاویه‌ای  $45^\circ$  از هر خارجی بال تا گلوگاه تیر که بفاصله  $k$  از هر خارجی بال تیر قرار دارد انجام گیرد. برای اینکه از قابل اعتماد بودن چنین فرضی اطمینان حاصل کنیم باید به دو عامل توجه کرد. اول این که قبل از آنکه لهیدگی جان اتفاق افتد، توزیع تنش عملاً "در طولی به حدود  $N + 5k$  الی  $N + 7k$  می‌باشد مخصوصاً" اگر مقدار طول تکیه‌گاهی  $N$  کم باشد آزمایشات متعدد (مرجع 13) نشان می‌دهد که طول ناحیه توزیع شده تنش زیاد است. ثانیاً "تنش تسلیم در فولاد واقع شده بین گلوگاه تیر و سطح داخلی بال تقریباً" کمتر از تنش تسلیم در جان تیر می‌باشد زیرا که فولاد جان به دلیل ضخامت کم آن بیشتر از فولادهای قسمت دیگر در زمان نورد نیمرخ تحت کارگرم قرار گرفته است. در طراحی قطعه غرض این نیست که از جاری شدن فولاد

## (1) bearing length

در همه جا جلوگیری کنیم بلکه هدف این است که در جایی که جاری شدن فولاد سبب کنش موضعی بعبارت دیگر لهیدگی میگردد جلوگیری شود.



شکل (۲-۱۸) - بررسی لهیدگی جان بمنظور تعیین طول تکیه‌گاه‌های N

روش طرح ارتجاعی

ضابطه طراحی AISC براساس کار تجربی سال ۱۹۳۵ میلادی لیزا و گاد فری (مرجع ۱۴) استوار شده است. این آقایان دریافتند که پدیده لهیدگی جان با کنش کلی جان متفاوت است. از آن زمان تاکنون تحقیقات متعدد نشان داده است که ضابطه AISC ضابطه‌ای محافظه کارانه است (مراجع ۱۳، ۱۵).

برطبق این ضابطه تنش فشاری  $f_c$  در خط گلوگاه نیمرخ تیر که حاصل از اثر بارهای متمرکز است بشرطی که در تیر از قطعات تقویتی استفاده نشده باشد (شکل ۲-۱۸) نباید از مقدار زیر تجاوز کند.

اگر بار متمرکز در مقطع میانی تیر اثر کند

$$f_c = \frac{R}{t_w(N+2k)} \leq 0.75 F_y \quad (۲-۵۷)$$

اگر عکس العمل انتهایی تیر مورد نظر باشد.

$$f_c = \frac{R}{t_w(N+k)} \leq 0.75 \quad (۲-۵۸)$$

ضریب اطمینان ۱/۳۳ که در برابر جاری شدن فولاد درین روابط بکار رفته است با توجه‌باین

(1) Lyse

(2) Godfrey

مطلب که عملاً "مقدار  $k$  و  $2k$  کمتر از مقدار واقعی است، ضریبی متناسب با مقدار ضریب اطمینان بکار رفته در موارد دیگر ضابطه AISC می‌باشد.

### روش طرح خمیری

برطبق ضابطه خمیری AISC در هر مقطعی از قطعه خمشی که امکان تشکیل معصل خمیری در مکانیسم خرابی<sup>۱</sup> سازه ممکن می‌باشد باید قطعه‌ای تقویتی بمنظور تقویت جان بکار گرفته شود.

در مورد سایر مقاطعی که تحت تأثیر بار متمرکز قرار دارند هیچ مطلبی گفته نشده است و بنظر میرسد که بکار گرفتن ضابطه روش طرح ارتجاعی برای این چنین مقاطعی عملی پسندیده باشد.

مسأله لهیدگی جان در اتصالات تیر به ستون در مبحث اتصالات طراحی قطعات تقویتی باربر که بمنظور جلوگیری از لهیدگی جان بکار می‌روند در مبحث تیر ورق‌ها مورد رسیدگی قرار خواهد گرفت.

### مثال ۲-۸ :

مطلوبست تعیین طول زیرسری ( $N$ ) تیر برای تکیه‌گاه انتهایی آن مقدار عکس العمل ۱۲۰ کیلونیوتن و نیمرخ تیر IPE27 می‌باشد. نوع فولاد تیر نرمه و قرار است آنرا روی دیواری از بتن آرمه که بتن آن در سن ۲۸ روزه مقاومتی فشاری برابر با ۲۰۰ بار دارد قرار گیرد.

حل :

با استفاده از رابطه (۷-۵۸) مقدار طول تکیه‌گاهی  $N$  خواهد شد.

$$N = \frac{R}{0.75 F_y t} - k = \frac{12000}{0.75 \times 2333 \times 0.66} - 2.5 = 7.9$$

طول تکیه‌گاهی را برابر ۱۰ سانتیمتر انتخاب می‌کنیم.

حال که تیر روی مصالح بنایی قرار دارد باید برطبق شکل (۷-۱۹) طول B تکیه‌گاه

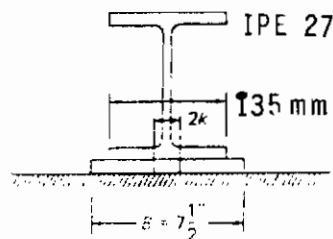
نیز معین کنیم.

$$B = \frac{R}{N F_p}$$

در این رابطه  $F_p$  تنش مجاز در تکیه‌گاه می‌باشد، اگر مصالح بنایی بتنی با مقاومت فشاری ۲۰۰ بار باشد مقدار  $F_p$  خواهد شد.

$$F_p = 0.35 f'_c = 70 \text{ bar}$$

$$B \geq \frac{12000}{10 \times 70} = 17.1 \text{ cm.}$$



(شکل ۷-۱۹)

مقدار (سانتیمتر)  $B=18$  انتخاب می‌شود (۷-۵۴)

برای اینکه ضخامت ورق زیر سری را معین کنیم باید خمش آن را مورد بررسی قرار دهیم. در مباحث قبلی دیدیم که ضریب شکل  $b$  برای مقاطع مستطیل شکل خمشی برابر با  $1/5$  است بنابراین مقدار تنش مجاز خمشی برای صفحات بر طبق ضوابط AISC برابر است با:

$$F_b = 0.75 F_y \quad (۷-۵۹)$$

این مقدار برای تنش مجاز افزایشی برابر با ۳۵ درصد نسبت به تنش مجاز متعارف خمشی یعنی  $0.60 F_y$  را نشان می‌دهد که عملاً "مقداری محافظه‌کارانه است". دلیل این محافظه‌کاری آئین نامه این است که چون فرض می‌کنیم که تنش در این نوع قطعات زیرسری به صورت یکنواخت بین ورق و تکیه‌گاه توزیع شود لذا صلبیت قطعه زیرسری بیشتر مورد توجه است و بدین جهت نایستی این نوع قطعات چندان خمش پذیر باشند، لذا مقدار تنش مجاز به  $0.75 F_y$  محدود شده است.

مقطع بحرانی از نظر لنگر خمشی برای این نوع ورق‌ها با فاصله  $k$  (به شکل ۷-۱۹ مراجعه شود) از میان صفحه جان تیر فرض میشود، و همچنین فرض میشود که بال تیر در خمش صفحه زیر سری دخالتی ندارد. به این ترتیب لنگر خمشی و ضخامت زیرسری به صورت زیر محاسبه خواهد شد.

$$P = \frac{12000}{10 \times 18} = 66.7 \text{ bar}$$

شدت تنش یکنواخت زیر صفحه زیر سری

$$M = \frac{P \left( \frac{B}{2} - k \right)^2 N}{2} = \frac{66.7 \left( \frac{18}{2} - 2.5 \right)^2}{2} \times N = 1408 \text{ N cm.daN}$$

$$S = \frac{1}{6} N t^2$$

مدول مقطع

$$S \geq \frac{M}{F_b} = \frac{1408 \text{ N}}{0.75 \times 2333} = 0.805 \text{ N}$$

اساس مقطع مورد نیاز

$$\frac{N t^2}{6} \geq 0.805 \text{ N}$$

$$t \geq \sqrt{6 \times 0.805} = 2.2 \text{ cm.}$$

مشخصات زیر سری به صورت زیر انتخاب میشود.

اگر بخواهیم ضخامت ورق زیرسری را در حالت کلی معین کنیم خواهیم داشت.

$$\frac{N t^2}{6} = \frac{P \left( \frac{B}{2} - k \right)^2}{2 F_b} N$$

$$t \geq \sqrt{\frac{3 P \left( \frac{B}{2} - k \right)^2}{F_b}} = 2 \left( \frac{B}{2} - k \right) \sqrt{\frac{P}{F_y}} \quad (60-7)$$

۷-۷ = اثر سوراخ در تیرها

تأثیر سوراخ بهیچ وهرچ را در قطعات کششی در محبت مربوطه (فصل سوم) دیدیم و ملاحظه

شد که چگونه سطح خالص قطعات که از حذف سطح مربوط به سوراخها بدست می‌آید در محاسبات داخل میشود. در قطعات فشاری چون پیچ و پرچ عملاً " سطح عمده" سوراخها را پر می‌کنند لذا در طراحی این نوع قطعات فرض میشود که سطح کل سوراخها توسط پیچها یا پرچها پر شده و لذا هیچ نوع تقلیلی در سطح مقطع قطعه اعمال نمی‌شود.

واضح است که وجود سوراخ پیچ یا پرچ در تیر مطمئناً " از مقاومت تیر خواهد کاست و به مقاومت آن نخواهد افزود. با وجود این هرگاه سطح مقطع سوراخ قابل توجه نباشد عملاً " ظرفیت خمشی تیر تحت اثر بارهای کاربردی<sup>۱</sup> تقلیل قابل توجهی نخواهد یافت. این واقعیت مرسوم تمرکز تنش در اطراف سوراخهاست.

با در نظر گرفتن درصد دقت روشهای متداول طراحی بنظر نمی‌رسد که محاسبه انتقال تار خنثای تیر که در اثر وجود سوراخ در بال کششی تیرها ممکن می‌باشد منطقی باشد. عملاً " ظرفیت باربری بال کششی تحت اثر بارهای وارده با و بدون وجود سوراخ تفاوتی نمی‌کند و تنها نحوه توزیع تنش در این بالها با یکدیگر متفاوت است و لذا تار خنثای تیر نیز انتقالی پیدا نخواهد کرد.

ضوابط AISC هیچ انتقالی را برای تار خنثای تیرها در نظر نمی‌گیرد و سطح مقطع سوراخها را فقط زمانی از سطح مقطع ناخالص بال کم می‌کند که مقدار آن بیش از ۱۵٪ سطح مقطع ناخالص بال باشد و فقط مازاد بر ۱۵ درصد سطح مقطع را نیز از سطح مقطع ناخالص بال کسر می‌نماید. یک چنین تقلیلی منطقی بنظر می‌رسد زیرا که وجود سوراخ در بال کششی سبب تقلیل ظرفیت لنگر خمیری مقطع تیر خواهد شد و لنگر خمیری را باید از حاصل ضرب تنش تسلیم فولاد در سطح خالص بدست آورد. در حالتی که ظرفیت نهایی خمشی  $M_y$  یا کمتر از  $M_y$  باشد (به شکل (۷ - ۲) مراجعه شود) عدم تقلیل سطح سوراخها چنان تغییر قابل توجهی در ضریب اطمینان قطعه ایجاد نخواهد کرد و تمرکز تنش در حوالی سوراخ سبب خواهد شد که کسر ظرفیت حاصل از وجود سوراخها خود بخود جبران شود. اگر ظرفیت نهایی  $M_p$  باشد، وجود سوراخ سبب تقلیل ضریب اطمینان قطعه خواهد شد زیرا که  $M_p$  تقریباً " متناسب با سطح سوراخها تقلیل خواهد یافت. بدین ترتیب دیده میشود که ضوابط طراحی AISC تقلیل اندک ضریب اطمینان را آنچنان مهمی که بتوان براساس آن تقلیل سطح حاصل از سوراخها را اعمال نمود نمی‌داند ولی هرگاه که یک چنین تقلیل سطحی قابل توجه باشد بمنظور جلوگیری از پایین آمدن ضریب اطمینان یک چنان کاهش سطحی را مجاز می‌شمارد.

سایر ضوابط طراحی همان روش‌های محافظه‌کارانه<sup>۱</sup> قدیمی را دنبال می‌کنند. ضوابط طراحی<sup>۱</sup> AASHTO و ضوابط طراحی<sup>۲</sup> AREA برای محاسبه<sup>۳</sup> تنش در بال کششی از سطح مقطع خالص (سطح سوراخها را از سطح بال کاهش می‌دهد) و برای محاسبه<sup>۴</sup> تنش فشاری در بال فشاری از مقطع ناخالص (بدون کاهش سطح سوراخها از سطح بال) استفاده می‌نمایند. مثالهای مربوط به نحوه<sup>۵</sup> در نظر گرفتن سوراخ پیچها و پرچها در قطعات خمشی در فصل مربوط به اتصالات تیرها و تیر ورقها دیده خواهد شد.

### سوراخ جان

بر طبق ضوابط AISC از اثر سوراخ پیچ و پرچ در جان تیرها نیز میتوان بهمان دلیل صرفنظر کردن اثر آنها در بال تیرها صرفنظر نمود. البته بریدگی‌های قابل توجه در جان تیرها موضوع جداگانه‌ای را تشکیل میدهند. یک چنان سوراخهایی نیاز به تجلیل مخصوص خود داشته و معمولاً بایستی از ورقهای فولادی تقویتی در دورادور سوراخ جهت تقویت مقطع تیر در محل سوراخ استفاده نمود. بررسی یک چنین سوراخهایی موضوع این فصل از کتاب نمی‌باشد و خواننده میتواند به آثار بواثر<sup>۳</sup> (مرجع 16، 17 و 20) فراست<sup>۴</sup> و لفلر<sup>۵</sup> (مرجع 18)، ماندل<sup>۶</sup>، برنان<sup>۷</sup>، واسیل<sup>۸</sup> و آنتونی<sup>۹</sup> (مرجع 19) کوپر، سنل<sup>۱۰</sup> (مرجع 21) چن<sup>۱۱</sup> و ردوود<sup>۱۲</sup> (مرجع 22 و 23) ونگ<sup>۱۳</sup>، سنل و کوپر (مرجع 24)، لارسن<sup>۱۴</sup> و شاه<sup>۱۵</sup> (مرجع 25) و کوپر، سنل و کستمان<sup>۱۶</sup> (مرجع 26) مراجعه نماید. جداول مربوط به طراحی سوراخهای مستطیلی توسط ردوود در مرجع (27) داده شده و مثالهای طراحی توسط

- 
- (1) American Association of state Highway and Transportation Officials
  - (2) American Railway Engineering Association
  - (3) Bower
  - (4) Frost
  - (5) Leffler
  - (6) Mandel
  - (7) Brennan
  - (8) Wasil
  - (9) Antoni
  - (10) Snell
  - (11) Chen
  - (12) Rod wood
  - (13) Wang
  - (14) Larson
  - (15) Shah
  - (16) Knostman

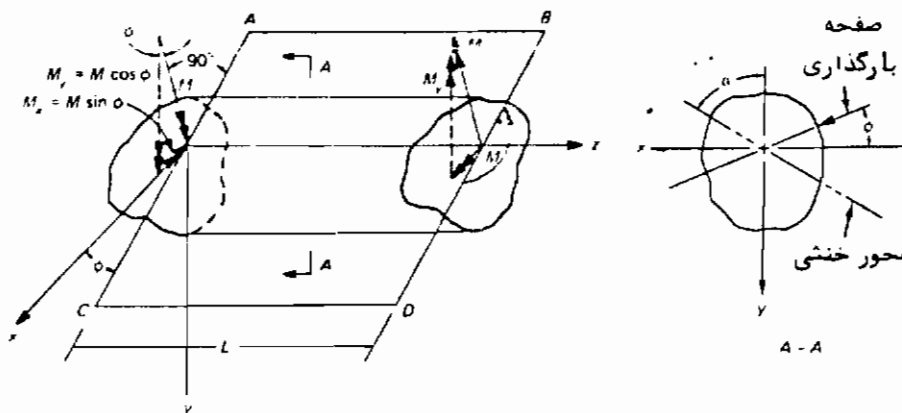


کوسمان<sup>۱</sup> و کوپر در مرجع (1) ذکر شده است.

۷-۸ - نظریه خمش در حالت کلی

آنچه تاکنون مورد توجه بوده است بررسی تیرهایی است که دارای شکل متقارنی بوده و به صورت متقارن نیز بار شده باشند. برای این گونه تیرها رابطه  $f = \frac{MC}{I}$  صحیح خواهد بود. آنچه در ذیل آورده شده است خمش تیرهای منشوری یا مقطع دلخواه را در حالت کلی بیان می‌کند. تیرهایی که سطح مقطع آنها در کل طولشان تغییر نکرده و تحت تأثیر پیچش نیز قرار نگیرند.

تیر با مقطع یکنواخت و مستقیم شکل (۷-۲۰) را در نظر بگیرید فرض می‌شود که این تیر در صفحه ABCD که با صفحه xz زاویه  $\phi$  می‌سازد تحت خمش خالص قرار گرفته باشد. لنگرها را توسط بردارهای قائم بر صفحه عمل آنها نشان می‌دهیم (لنگرهای مثبت را توسط قاعده دوران دست راست معین خواهیم کرد).

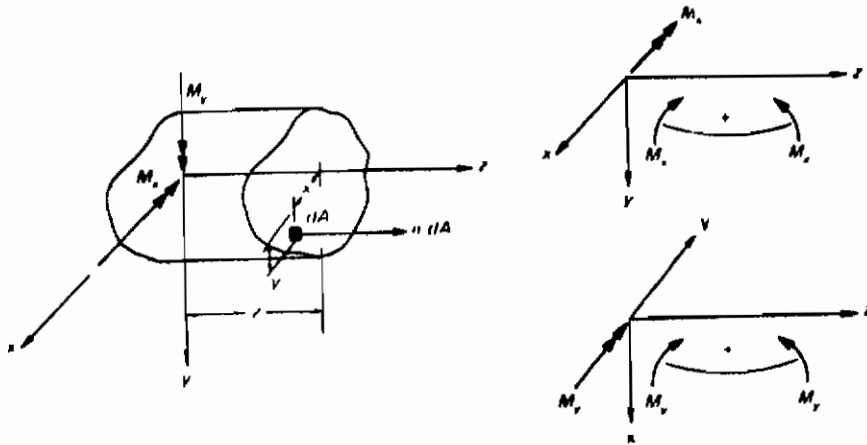


شکل (۷-۲۰) - تیر منشوری تحت اثر خمش خالص

حال شکل (۷-۲۱ الف) را که در آن قسمتی از تیر بطول z نشان داده شده است در نظر بگیرید. برای اینکه جسم آزاد شکل (۷-۲۱ الف) در تعادل باقی بماند لازم خواهد بود که روابط زیر برقرار باشد.

(1) Kussman

$$\begin{aligned} \Sigma F_z = 0, & \quad \int_A \sigma \, dA = 0 & (61-7) \\ \Sigma M_x = 0, & \quad M_x = \int_A y \sigma \, dA & (62-7) \\ \Sigma M_y = 0, & \quad M_y = \int_A x \sigma \, dA & (63-7) \end{aligned}$$



شکل (۷-۲۱) - جسم آزاد قسمتی از تیر بطول z

از شکل (۷-۲۱ ب) دیده میشود که لنگرهای  $M_x$  و  $M_y$  هر دو براساس قرارداد مثبت بودن لنگر بشرط فشردن تارهای فوقانی تیر مثبت خواهند بود. همچنین زیرنویس  $M$  محوری را که حول آن محور لنگر عمل می‌کند معین خواهد کرد. بعبارت دیگر جهت بردار لنگر را معین می‌کند.

هر گاه خمش فقط در صفحه  $y-z$  باشد.

اگر خمش فقط در صفحه  $yz$  اتفاق افتد، تنش متناسب با  $y$  خواهد شد، لذا خواهیم داشت:

$$\sigma = k_1 y \quad (64-7)$$

اگر از معادلات (۶۱-۷) الی (۶۳-۷) استفاده شود خواهیم داشت.

$$k_1 \int_A y \, dA = 0$$

$$M_x = k_1 \int_A y^2 dA = k_1 I_x$$

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

از رابطه اول  $\int_A y dA = 0$  به این معنی خواهد بود که  $x$  باید از مرکز ثقل بگذرد و لذا تنش را می‌توان از روابط زیر معین کرد.

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

و زاویه  $\Phi$  بایستی بنحوی باشد که داشته باشیم.

$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{M_x}{M_y} = \frac{I_x}{I_y} \quad (۶۵-۷)$$

از نظر عملی بعید است که مقطعی از تیر که صفحه تقارن تیر نیست بر صفحه‌ای واقع شود که با صفحه  $xz$  زاویه  $\Phi$  بسازد و خمش در صفحه  $yz$  اتفاق افتد. معادله  $(۶۵-۷)$  نشان می‌دهد که اگر تیری دارای یک محور تقارن باشد (که در آن صورت  $I_{xy} = 0$ )  $\int_A xy dA = I_{xy} = 0$  خواهد شد.  $\Phi = 90^\circ$  و  $\operatorname{tg} \Phi = \infty$  خواهد شد و به عبارت دیگر صفحه بار و صفحه خمش هر دو در صفحه  $yz$  قرار خواهند گرفت.

نتیجه‌گیری مهم این است که فقط اگر  $I_{xy} = 0$  باشد خمش در صفحه بارگذاری اتفاق خواهد افتاد. بعنوان مثال در مورد نیمرخهای نامتقارنی نظیر نبشی‌ها و نیمرخ  $Z$  که در صفحه  $xz$  و  $yz$  بار شده‌اند صفحه بارگذاری و صفحه خمش با یکدیگر متفاوت خواهند بود.

هر گاه خمش فقط در صفحه  $xz$  باشد.

اگر خمش در صفحه  $xz$  اتفاق افتد تنش متناسب با  $x$  خواهد شد. لذا خواهیم داشت:

$$\sigma = k_2 x \quad (۶۶-۷)$$

از طریق معادلات  $(۶۱-۷)$  الی  $(۶۳-۷)$  خواهیم داشت.

$$k_2 \int_A x \, dA = 0$$

معادله فوق‌الذکر چنین معنی می‌دهد که محور  $y$  از مرکز ثقل می‌گذرد همچنین خواهیم داشت:

$$M_x = k_2 \int_A xy \, dA = k_2 I_{xy}$$

$$M_y = k_2 \int_A x^2 \, dA = k_2 I_y$$

$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{M_x}{M_y} = \frac{I_{xy}}{I_y} \quad (۶۷-۷)$$

اگر  $I_{xy} = 0$  باشد،  $\operatorname{tg} \Phi = 0$  خواهد شد و صفحه بارگذاری و خمش هر دو صفحه  $xz$  خواهد شد.

خمش در هیچیک از صفحات  $xz$  و  $yz$  نباشد.

یک چنین حالتی حالت واقعی خمش قطعاتی است که دارای مقاطع نامتقارن می‌باشند. چون فرض میشود که تنش‌ها همواره در حیطه ارتجاعی باقی‌مانند لذا تنش‌کن مجموع تنش‌های حاصل از خمش در هر یک از صفحات  $xz$  و  $yz$  خواهد بود و یا داریم:

$$\sigma = k_1 y + k_2 x \quad (۶۸-۷)$$

$$M_x = k_1 I_x + k_2 I_{xy} \quad (۶۹-۷)$$

$$M_y = k_1 I_{xy} + k_2 I_y \quad (۷۰-۷)$$

اگر مقادیر  $k_1$  و  $k_2$  را از دو معادله (۶۹-۷) و (۷۰-۷) استخراج کرده‌و در معادله (۶۸-۷) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$\sigma = \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y + \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x \quad (۷۱-۷)$$

این معادله، همان معادله کلی خمش می‌باشد. فرضیات حاکم بر معادله (۷ - ۷۱) به قرار زیر است. (الف) تیر مستقیم است (ب) شکل مقطع تیر در طول تیر ثابت است (ج) محورهای  $x$  و  $y$  دوبدو بیکدیگر عمود می‌باشند (د) تنش با کرنش رابطه خطی دارد و حداکثر تنش از حد خطی فولاد تجاوز نمی‌کند.

### محورهای اصلی

محورهای اصلی محورهایی هستند که دوبدو بیکدیگر عمود بوده و از مرکز ثقل مقطع قطعه عبور می‌نمایند و لنگر لختی نسبت به یکی از آنها مقدار حداکثر و نسبت بدیگری مقدار حداقل خود را دارد. این دو محور تنها محورهایی هستند که از مرکز ثقل قطعه گذشته و مقدار حاصل ضرب لختی نسبت به آنها برابر با صفر است. اگر قطعه دارای محور تقارنی باشد آن محور تقارن یکی از محورهای اصلی بوده و معادله (۷ - ۷۱) به صورت زیر درمی‌آید:

$$\epsilon = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \quad (7-72)$$

و اگر قطعه هیچ محور تقارنی نداشته باشد باز هم میتوان از معادله (۷ - ۷۲) استفاده نمود بشرط آنکه کلیه مقادیر  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $x$  و  $y$  را بر طبق محورهای اصلی قطعه معین کرده باشیم. البته عموماً " یک چنین تغییر محوری نسبت به استفاده مستقیم از معادله (۷ - ۷۲) ارجحیت پیدا نمی‌کند.

### شیب محور خنثی

اگر بارهای جانبی وارده بر یک قطعه خمشی از مرکز ثقل مقطع گذشته ولی بر هیچ کدام از محورهای اصلی منطبق نباشند تنش‌های عمودی را می‌توان بر اساس معادلات (۷ - ۷۱) و یا (۷ - ۷۲) معین نمود. در هر صورت باید توجه نمود که الزاماً " نیابستی محور خنثی بر صفحه بارگذاری عمود باشد. چنانچه از معادلات (۷ - ۶۵) و (۷ - ۶۷) و شکل (۷ - ۲۵) دیدیم داریم:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{M_x}{M_y} \quad (7-73)$$

از آنجائی که تنش در راستای محور خنثی مقدار صفر پیدا می‌کند، می‌توان در معادله

(۷۱ - ۷) مقدار  $\theta$  را برابر با صفر قرار داد و معادله محور خنثی را معین نمود اگر  $\theta = 0$ .  
 قرار داده و معادله را نسبت به  $-\frac{x}{y}$  حل کنیم خواهیم داشت:

$$-\frac{x}{y} = \left( \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \right) \left( \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{M_y I_x - M_x I_{xy}} \right) \quad (72-7)$$

با توجه به شکل (۷ - ۲۵) و مقطع A - A در همان شکل دیده میشود که در هر نقطه محور خنثی  $\alpha = -\frac{x}{y}$  می‌باشد. اگر صورت و مخرج کسر سمت راست معادله (۷۴ - ۷) را به  $M_y$  تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{M_x}{M_y} I_y - I_{xy}}{I_x - \frac{M_x}{M_y} I_{xy}} \quad (75-7)$$

اگر مقدار معادله (۷۳ - ۷) را معادله (۷۵ - ۷) قرار دهیم نهایتاً خواهیم داشت:

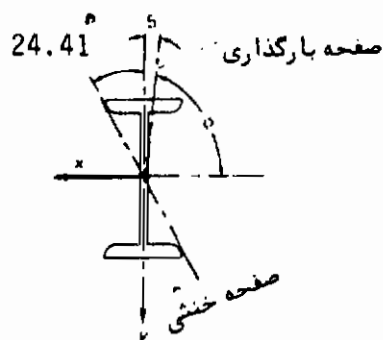
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{I_y \operatorname{tg} \phi - I_{xy}}{I_x - I_{xy} \operatorname{tg} \phi} \quad (76-7)$$

اگر مقطع تیر دارای یک محور تقارن باشد یا  $I_{xy} = 0$  باشد معادله (۷۶ - ۷) بصورت زیر درخواهد آمد:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{I_y}{I_x} \operatorname{tg} \phi \quad (77-7)$$

مثال ۷-۹:

تیری با مقطع INP 40 تحت تأثیر باری با زاویه  $5^\circ$  نسبت به محور قائم نیمرخ تیر قرار گرفته است (شکل ۷ - ۲۲) مطلوبست تعیین موقعیت محور خنثای تیر.



شکل (۷-۲۲) - تیر تحت بار دو محوری<sup>۱</sup>

حل :

$$I_x = 29210 \text{ cm}^4 \quad I_y = 1160 \text{ cm}^4$$

$$\text{tg } 85^\circ = \text{tg } \phi'$$

با استفاده از معادله (۷-۷۷) داریم :

$$\text{tg } \alpha = \frac{I_y}{I_x} \text{tg } \phi = \frac{1160}{29210} \text{tg } 85^\circ = 0.4539$$

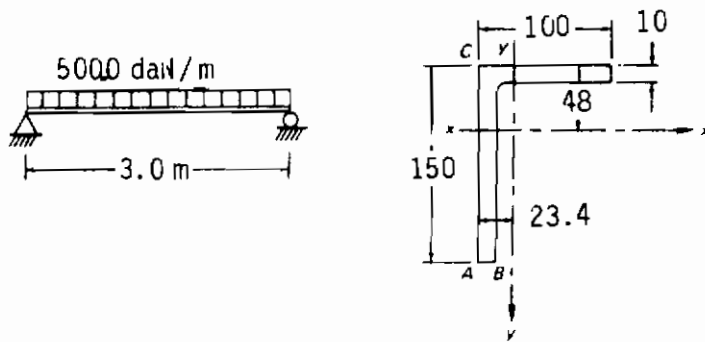
$$\alpha = 24.41^\circ (24^\circ, 24', 50'')$$

مثال ۷-۱۰ :

حداکثر تنش خمشی را در نبشی L 150 x 100 x 10 که روی دو تکیه‌گاه ساده قرار گرفته

(1) Biaxially loaded beam

و تحت اثر بار گسترده یکنواخت به شدت  $(500 \text{ daN/m})$  است، در دو حالت زیرمعیّن کنید و نتایج حاصل را با یکدیگر مقایسه نمایید. طول این تیر ۳۰۰ سانتیمتر است (شکل ۷-۲۳).  
 الف - هرگاه امکان چرخش نبشی در هر دو جهت نیز ممکن باشد  
 ب - هرگاه فقط امکان خمش قائم برای نبشی ممکن باشد.



شکل (۷-۲۳)

حل :

(الف) هرگاه خمش نبشی در هر جهت لازم ممکن باشد.

$$I_x = 552 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 198 \text{ cm}^4$$

$$I_{xy} = \left[ \begin{array}{l} 15 (-2.34 + 0.5)(7.5 - 4.8) + (10 - 1)(5.5 - 2.34) \\ (-4.8 + 0.5) \end{array} \right] = -196.8 \text{ cm}^4$$

$$M_x = \frac{500 \times 3^2}{8} = 562.5 \text{ m daN}$$

$$M_y = 0$$

$$f_A = \frac{M_x (I_y y - I_{xy} x)}{I_x I_y - I_{xy}^2} = \frac{562.5 [198(15 - 4.8) + 196.8(-2.34)]}{552 \times 198 - (-196.8)^2} = 1243 \text{ bar (کشش)}$$

تنش در نقطه A



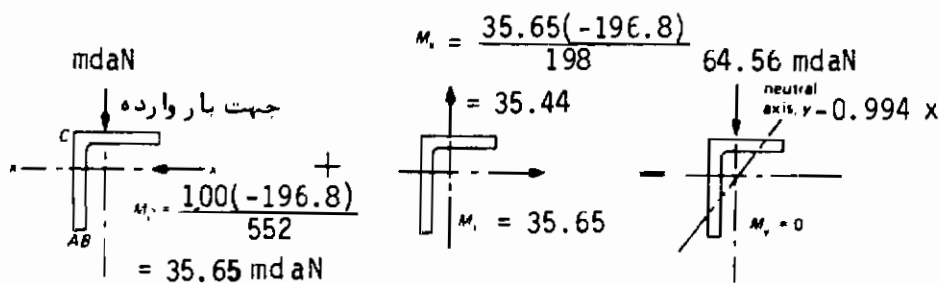
تنش در نقطه B

$$f_B = \frac{562.5 [198(15 - 4.8) + 196.8(-2.34 + 1)]}{552 \times 198 - (-196.8)^2} = 1400 \text{ bar} \quad (\text{کشش})$$

تنش در نقطه C

$$f_C = \frac{562.5 [198(-4.8) + 196.8(-2.34)]}{552 \times 198 - (-196.8)^2} = -1125 \text{ bar} \quad (\text{فشار})$$

(ب) هرگاه خمش نبشی در هر جهت لازم ممکن باشد، در روش دیگری که توسط گی لرد، گی لرد در مرجع (29) ارائه شده است فرض می‌شود که ابتدا تیر فقط در صفحه yz خمش پیدا کند و در این حالت لنگر خمشی را  $M_x = 100 \text{ (daN/m)}$  فرض می‌کنیم. در این حالت بر طبق معادله (۶۵-۷) مقدار لنگر خمشی  $M_y = M_x \frac{I_{xy}}{I_x}$  نیز در صورتی که خمش فقط در صفحه yz باشد عمل خواهد کرد (شکل ۲۴-۷ الف).  
چون در عمل فقط  $M_x$  وجود خارجی دارد لذا  $M_y$  را باید بر اساس لنگر مساوی و معکوسی حذف نمائیم. با این فرض که خمش فقط در صفحه xz اتفاق افتد. یک چنین عملکردی بر طبق معادله (۶۷-۷) چنین معنی می‌دهد که بر دستگاه لنگر  $M_x = M_y \frac{I_{xy}}{I_y}$  وارد می‌شود (شکل ۲۴-۷ ب).  
خمش در صفحه قائم:



شکل (۲۴-۷) - حل مسأله برطبق روش انطباق در خمش در دو صفحه قائم و افقی

$$M_x = 562.8 \left( \frac{100}{64.50} \right) = 871.7 \text{ m.daN.}$$

$$f_{A_1} = f_{B_1} \frac{871.7 (15 - 4.8)}{552} = 1617 \text{ bar} \quad (\text{کشش})$$

$$f_{C_1} = \frac{871.7 \times 4.8}{552} = 758 \text{ bar} \quad (\text{فشار})$$

خمش در صفحه افقی

$$M_y = - \frac{871.7 (-196.8)}{552} = 310.8 \text{ m.daN.}$$

$$f_{A_1} = f_{C_2} = \frac{310.8 \times 2.34}{198} = 367. \text{ bar} \quad (\text{فشار})$$

$$f_{B_2} = \frac{310.8 (2.34 - 1)}{198} = 210 \text{ bar} \quad (\text{فشار})$$

مقادیر تنش در خمش کلی .

$$f_A = 1611 - 367 = 1244 \text{ bar} \quad (\text{کشش})$$

$$f_B = 1611 - 210 = 1401 \text{ bar} \quad (\text{کشش})$$

$$f_C = -758 - 367 = -1125 \text{ bar} \quad (\text{فشار})$$

دیده میشود که همان مقادیر حالت قبل بدست آمده است .  
رابطه‌ایکه مقدار تنش را در حالت کلی برای هر نقطه از قطعه معین می‌کند به صورت زیر  
نوشته خواهد شد .

$$f = \frac{87170}{552} y + \frac{31080}{198} x$$

درین رابطه اگر  $f = 0$  قرار داده شود معادله محور خنثی به صورت زیر معین خواهد شد .  
 $y = -0.994 x$

حسن این روش تلفیقی<sup>۱</sup> در این است که طراح بخوبی آنچه را که اتفاق می افتد حس می کند. اگر وضع یک مقطع نامتقارن از نظر مهاربندی بنحوی باشد که فقط بتواند در صفحه قائم خمش پیدا کند، ظرفیت لنگر مهار کننده را میتوان از طریق معادله (۷-۶۵) محاسبه نمود.

(ج) - اگر نیشی بنحوی مهار شده باشد که فقط قادر به خمش در صفحه قائم باشد.

$$f_A = f_B = \frac{562.8 (15 - 4.8)}{552} = 1040 \quad \text{bar} \quad (\text{کشش})$$

$$f_C = \frac{562.8 (-4.8)}{552} = -489 \quad \text{bar} \quad (\text{فشار})$$

تا زمانی که مهارهای جانبی از خمش افقی تیر جلوگیری کنند تنش در نقطه B بمیزان ۲۵ درصد و در نقطه C بمیزان ۵۵ درصد تقلیل را نشان خواهد داد.

غالباً "طراحان بدون در نظر گرفتن امکان مهارهای جانبی مناسب از رابطه  $f = \frac{My}{I}$  بمنظور محاسبه تنش استفاده می کنند اگرچه عموماً " در جهت افقی مقداری مهاربندی وجود دارد ولی بایستی در طراحی تیرهای با مقطع نامتقارن دقت کافی بکار گرفته و آنها را بنحو صحیحی طرح نمود. صرف نظر نمودن از بررسی مهارهای جانبی در طراحی این گونه قطعه ای سبب طرح غیرایمن خواهد شد.

#### ۷-۹ - خمش دو محوری مقاطع متقارن

محاسبه تنش خمشی در تیرهایی که حداقل دارای یک محور تقارن بوده و در صفحه ای که از مرکز ثقل مقطع آنها می گذرد بارگذاری شده باشند از طریق معادله (۷-۷۲) ممکن خواهد بود. اگر غرض تعیین تنش حداکثر در مقطع باشد معادله فوق الذکر به صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$\sigma = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \quad (7-72)$$

در این رابطه  $S_x = \frac{I_x}{d/2}$  و  $S_y = \frac{I_y}{b/2}$  اساسهای مقطع تیر خواهند بود.

(1) superim Position method

از طریق معادله (۷-۷۸) می‌توان براحتی مقدار تنش در تیر را کنترل نمود ولی در هر صورت تعیین مقطع مناسب برای تیر با استفاده از رابطه فوق‌الذکر نیاز به عمل سعی و خطا خواهد داشت.

فرض کنیم که مقدار حداکثر تنش مرکب  $\sigma$  را به تنش مجاز  $F_b$  محدود کنیم، درین صورت معادله (۷-۷۸) به صورت زیر در خواهد آمد.

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq F_b \quad (۷-۷۹)$$

اگر طرفین را به  $S_x$  ضرب نموده و سپس به  $F_b$  تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$S_x \geq \frac{M_x}{F_b} + \frac{M_y}{F_b} \left( \frac{S_x}{S_y} \right) \quad (۷-۸۰)$$

با توجه به این مطلب که نسبت  $\frac{S_x}{S_y}$  برای نیمرخ‌های متداول تقریباً معین است.

می‌توان مقدار  $S_x$  را براحتی با استفاده از جدول (۷-۲) و با در نظر گرفتن نوع نیمرخ محاسبه نمود.

جدول (۷-۲) - مقادیر تقریبی  $\frac{S_x}{S_y}$  در نیمرخ‌های مختلف

نیمرخ INP		نیمرخ IPE		نیمرخ IPB	
نمره نیمرخ	$\frac{S_x}{S_y}$	نمره نیمرخ	$\frac{S_x}{S_y}$	نمره نیمرخ	
نمره ۸ الی ۱۴	۷	نمره ۱۰ الی ۱۴	۶	از نمره ۱۰ الی ۳۲	۳
نمره ۱۶ الی ۲۶	۸	نمره ۱۶ الی ۲۲	۶/۵	نمره ۳۴ و ۳۶	۳/۵
نمره ۲۸ الی ۳۲	۹	نمره ۲۴ الی ۳۶	۷	نمره ۴۰ و ۴۵	۴/۰
نمره ۳۴ الی ۴۰	۹/۵	نمره ۴۰ الی ۴۵	۸		
نمره ۴۲ الی ۵۵	۱۰	نمره ۵۰ الی ۵۵	۹		

روش دیگری که وجود دارد توسط گی لرد، گی لرد در مرجع ( 29 ) ارائه شده است جایگذاری نسبت  $\frac{S_x}{S_y}$  برحسب مشخصات نیمرخ I شکل است که البته باید از اثر جان صرف‌نظر نمود. در یک چنین حالتی اگر ( b = عرض یال ) و ( d = ارتفاع نیمرخ ) باشد خواهیم داشت:

$$\frac{S_x}{S_y} = \frac{I_x \frac{b}{2}}{I_y \frac{d}{2}} = \frac{2b t \left(\frac{d}{2}\right)^2 \left(\frac{b}{2}\right)}{\left(\frac{d}{2}\right)(2) \left(\frac{1}{12}\right) t b^3} = \frac{3d}{b} \quad (۷-۸۱)$$

که بهتر است این مقدار را بدلیل صرف‌نظر نمودن از تأثیر جان نیمرخ برابر با  $3.5 \frac{d}{b}$  گرفت زیرا که اثر جان در مقدار  $S_x$  بسیار ملموس‌تر از اثر آن در  $S_y$  می‌باشد.

در روش‌های محاسباتی فوق‌الذکر حداکثر تنش مجاز را  $F_b = 0.6 F_y$  گرفتیم و معنای یک چنین تنش مجازی این است که ظرفیت نهایی خمشی قطعه زمانی بدست آید که تنش در خارجی‌ترین تار قطعه به  $F_y$  برسد، در صورتی که اگر قطعه فشرده باشد تنش مجاز برای خمش حول محور قوی نیمرخ I شکل برابر با  $0.66 F_y$  و در صورتی که خمش حول محور ضعیف انجام گیرد تنش مجاز حول محور ضعیف یک چنان نیمرخ برابر با  $0.75 F_y$  خواهد بود و بعبارت دیگر در حالت کلی تنش مجاز برای خمش حول دو محور تیر عموماً " با یکدیگر برابر نخواهد بود و منطقی‌ترین این است که برای خمش حول هر یک از محورهای فوق‌الذکر تنش مجاز مربوط به خود را ملحوظ داریم. اگرچه اغلب کتب آمریکایی از روشی نظیر آنچه در فوق بیان شد استفاده می‌کنند (شاید بدلیل محافظه‌کارانه بودن روش) ولی همواره خود نیز با اطمینان تمام از آن جانبداری نکرده‌اند. لذا پیشنهاد میشود با توجه به این‌که گرچه ضوابط طراحی AISC در مورد طراحی این‌گونه قطعات تقریباً " سکوت کامل کرده است ولی در مورد طراحی تیر ستونها تحت اثر خمش دو محوری مخصوصاً " زمانی که شدت نیروی محوری در ستون اندک باشد لنگر خمشی، حول محورهای مختلف مقطع را با تنش‌های مجاز مربوط به خود بررسی می‌کند، در اینجا نیز از رابطه متقابل جهت طراحی اینگونه قطعات استفاده شود. در یک چنین حالتی رابطه طراحی بصورت زیر در خواهد آمد.

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (۷-۸۲)$$

درین رابطه:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} \quad \text{و} \quad f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

تنش مجاز خمشی هرگاه لنگر  $F_{bx}$  و  $F_{by}$  تنش مجاز خمشی است هرگاه لنگر

حول محور  $x$  عمل کند و  $F_{by}$  تنش مجاز خمشی هرگاه لنگر خمشی حول محور  $y$  عمل کند.

مثال ۷-۱۱:

سبکترین نیمرخ IPE را که بتواند لنگرهای خمشی  $M_x = 4000$  (mdaN) و  $M_y = 1500$  (mdaN) را تحمل کند معین کنید. از روش طرح ارتجاعی استفاده نموده و فرض می‌شود که این تیر دارای چنان مهارهای جانبی باشد که بتوان تنش مجاز خمشی مرکب تیر را (که حاصل از مجموع خمش حول هر دو محور می‌باشد) برابر با  $0.6 F_y$  گرفت. نوع فولاد نیمرخ نرمه‌داخلي است ( $F_y = 2323$  bar)

حل:

از معادله (۷-۸۰) استفاده می‌کنیم با توجه به مقدار مندرج در جدول (۷-۲) نسبت را برابر با  $7/0$  می‌گیریم.

$$S_x \geq \frac{M_x}{F_b} + \frac{M_y}{F_b} \left( \frac{S_x}{S_y} \right) = \frac{40000}{1400} + \frac{15000}{1400} \times 7 = 104 \text{ cm}^3$$

با توجه به مقدار فوق‌الذکر IPE 16 را کنترل می‌کنیم.

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{40000}{109} + \frac{15000}{16.7} = 1265 < 1400 \quad \text{OK.}$$

اگر IPE 14 را کنترل کنیم خواهیم دید که آن نیمرخ ضعیف می‌باشد. اگر از روش معادله (۷-۸۱) استفاده کنیم خواهیم داشت.

$$\frac{S_x}{S_y} = 3.5 \frac{d}{b}$$

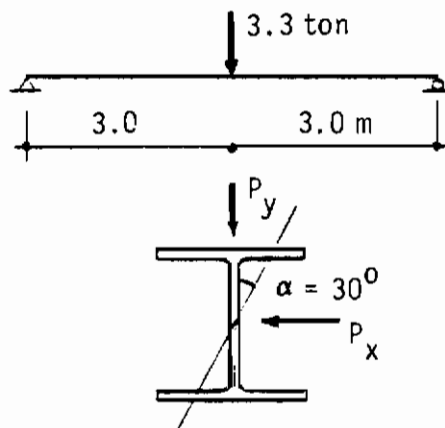
و چون در مورد نیمرخ‌های IPE نسبت  $\frac{d}{b}$  عموماً "نزدیک به ۲ و یا ۲ می‌باشد لذا خواهیم داشت:

$$\frac{S_x}{S_y} = 3.5 \times 2 = 7$$

که نهایتاً "به همان جواب فوق‌الذکر منتهی خواهد شد.

مثال ۷-۱۲:

تیری بدهانه ۶ متر باری متمرکز برابر با ۳/۳ تن را در وسط دهانه خود با زاویه ۳۰° تحمل می‌کند. امتداد خط تأثیر این بار از مرکز ثقل نیمرخ IPB تیر می‌گذرد. مطلوبست تعیین نمره آن نیمرخ. مقدار تنش حداکثر عمودی رانیز در مقطع این تیر معین کنید. تنش مجاز  $F_{bx}$  را برابر با ۱۴۰۰ بار بگیرید.



شکل (۷-۲۵)

حل:

مقدار مؤلفه‌های نیرو در راستای دو محور  $x$  و  $y$  خواهد شد.

$$P_y = P \cos 30^\circ = 3300 \times 0.87 = 2858 \text{ daN}$$

$$P_x = P \sin 30^\circ = 3300 \times 0.50 = 1650 \text{ daN}$$

و مقدار لنگر خمشی حول دو محور X و Y بصورت زیر محاسبه خواهد شد.

$$M_y = \frac{P_x l}{4} = \frac{1650 \times 6}{4} = 2475 \text{ m.daN}$$

$$M_x = \frac{P_y l}{4} = \frac{2858 \times 6}{4} = 4287 \text{ m.daN}$$

با توجه به جدول (۷-۲) بتوان نسبت  $\frac{S_x}{S_y}$  را برای نیمرخ IPB برابر با ۳ فرض کرد. لذا خواهیم داشت:

$$S_x \geq \frac{M_x}{F_b} + \frac{M_y}{F_b} \left( \frac{S_x}{S_y} \right) = \frac{428700}{1400} + \frac{247500}{1400} \times 3 = 836 \text{ cm}^3$$

$S_x = 736 \text{ cm}^3$  ، IPB 22 کنترل میشود.

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{428700}{736} = 582.5 \text{ bar}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{247500}{258} = 959.3 \text{ bar}$$

در این حالت می‌دانیم  $F_{by} = 0.75 F_y$  است با توجه به این مطلب از معادله (۷-۸۲) استفاده می‌کنیم و به این ترتیب خواهیم داشت:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{582.5}{1400} + \frac{959.3}{1750} = 0.416 + 0.548 = 0.964 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

واضح است که اگر از نیمرخ IPB 20 استفاده شود کاملاً برای این بار ضعیف خواهد بود. مقدار حداکثر تنش را می‌توان از رابطه (۷-۷۸) بصورت زیر بدست آورد.



$$\sigma = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = f_{bx} + f_{by} = 582.5 + 959.3 = 1542 \text{ bar}$$

دید می‌شود که اگرچه مقدار تنش حداکثر بیش از ۱۴۰۰ بار می‌باشد با وجود آن نیمرخ IPB 22 را برای این تیر مجاز دانستیم و علت آن مختلف بودن مقدار تنش مجاز خمشی در خمش حول دو محور X و Y می‌باشد.

#### ۷-۱۰ - مقاطع نامتقارن

با توجه به استفاده‌های مختلف از نیمرخ‌های فولادی در ساختمانها، مخصوصاً "در تیرهای مرکب که از بتن جهت بال فشاری و از فولاد بمنظور تحمل کشش استفاده می‌شود، بررسی نیمرخ‌های نامتقارن اهمیت روزافزون پیدا می‌کند. گرچه طراحی مقاطع نامتقارن غیرمتعارف نهایتاً به روش سعی و خطا ختم می‌شود در حالت کلی می‌توان جهت طراحی مقاطع I شکلی که در آنها یک بال نسبت به بال دیگر از سطح مقطع بیشتری برخوردار است روش معینی را تدوین و ارائه نمود.

در روش زیر که مثال دیگری از روش طراحی ارائه شده توسط گیلر و گیلر در مرجع (29) می‌باشد مرکز ثقل نیمرخ اصلی تیر در وسط ارتفاع آن واقع شده است که در این حالت شکل نیمرخ می‌تواند حتی به صورت I نیز مطرح نباشد. با توجه به شکل (۷-۲۶) اگر محل مرکز ثقل بعلاوه شدن سطح مقطع یک بال هم‌بازان  $A_f$  با اندازه  $\bar{y}$  جابجا شود خواهیم داشت:

$$\bar{y} = \frac{A_f y_1}{A_j + A_f} \quad (۷-۸۲ \text{ الف})$$

اگر در این رابطه  $\gamma = \frac{A_f}{A_j}$  قرار دهیم خواهیم داشت:

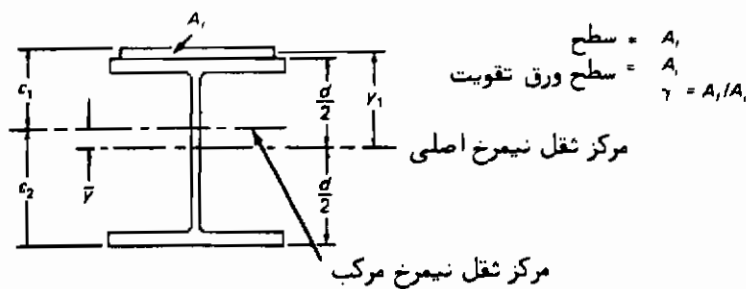
$$\bar{y} = \frac{\gamma y_1}{1 + \gamma} \quad (۷-۸۲ \text{ ب})$$

لنگر لختی مقطع مرکب خواهد شد.

$$I = I_j + A_j \bar{y}^2 + A_f (y_1 - \bar{y})^2 \quad (۷-۸۴)$$

اگر مقدار  $\bar{I}$  را از رابطه (۷-۸۳) ب (۷-۸۴) قرار دهیم داریم:

$$I = I_i + A_i \left( \frac{y_1^2}{1+\gamma} \right) \quad (۷-۸۵)$$



شکل (۷-۲۶) - نیمرخ مرکب با یک محور تقارن

برای اغلب نیمرخ‌های I شکل متداول مقدار شعاع ژیراسیون بین 0.38 d و 0.42 d متغیر است و لذا بطور متوسط میتوانیم رابطه زیر را بنویسیم:

$$I_i = A_i \gamma_i^2 = A_i (0.4 d)^2 \quad (۷-۸۶)$$

با توجه به این مطلب که میتوان اساس مقطع را از رابطه  $S_1 = \frac{I}{c_1} \approx \frac{I}{y_1 - \bar{y}}$  بدست آورد با استفاده از معادله (۷-۸۳) داریم:

$$S_1 = I \left( \frac{1+\gamma}{y_1} \right)$$

با قرار دادن این مقدار در معادله (۷-۸۵) نهایتاً خواهیم داشت:

$$S_1 = \frac{I_i}{y_1} + \frac{I_i}{y_1} + A_i \gamma y_1 \quad (۷-۸۷)$$

اگر بجای  $I_i$  از معادله (۷-۸۶) قرار دهیم با توجه به این که  $S_1 \approx \frac{I_i}{y}$  می‌باشد رابطه

(۷-۸۷) خواهد شد:

$$S_1 = S_i + A_i \left[ \frac{(0.4 d)^2 \gamma}{y_1} + \gamma y_1 \right] \quad (۷-۸۸)$$

و چون  $y_1 = \frac{d}{2}$  است نهایتاً " خواهیم داشت:

$$S_1 = S_i + A_f \left( \frac{0.16 d^2}{\frac{d}{2}} \right) = S_i + A_f d (0.32 + 0.5) = S_i + 0.82 A_f d \quad (۷-۸۹)$$

از طریق معادله فوق مقدار  $A_f$  به صورت زیر بدست می‌آید:

$$A_f = 1.22 \left( \frac{S_1 - S_i}{d} \right) \quad (۷-۹۰)$$

برای استفاده از رابطه (۷-۹۰) بمنظور طراحی بهتر است در صورتی که نیمرخ اصلی از نوع نیمرخ I شکل باشد از رابطه زیر استفاده شود.

$$A_f \approx 1.2 \left( \frac{S_1 - S_i}{d} \right) \quad (۷-۹۱)$$

در مواردی که نیمرخ اصلی نیمرخ I شکل نمی‌باشد می‌توان با حدس شعاع ژیراسیون بار دیگر از معادله (۷-۸۸) با قرار دادن مقدار شعاع ژیراسیون بجای  $0.4 d$  در آن معادله استفاده نمود.

## مثال ۷-۱۳:

مطلوبست تعیین سطح مقطع ورق تقویت در بال فشاری نیمرخ IPE 36 هرگاه این تیر تحت اثر لنگر خمشی برابر با  $M_x = 12600 \text{ (m.daN)}$  قرار گیرد. حداکثر تنش مجاز کششی برای این تیر ۱۴۰۰ بار و تنش مجاز فشاری برابر با ۱۰۰۰ بار معین شده است (علت متفاوت بودن تنش مجاز کششی با تنش مجاز فشاری در فصل‌های بعدی بیان خواهد شد).

حل:

برای IPE 36 مقدار اساس مقطع  $S_i = 904 \text{ cm}^3$  و ارتفاع نیمرخ (سانتیمتر)  $d = 36$

خواهد بود.

مقدار اساس مقطع  $S_1$  لازم جهت مقابله با تنش فشاری (محلی که ورق تقویت بکار

خواهد رفت) به صورت زیر محاسبه خواهد گردید.

$$S_1 \text{ لازم} = \frac{M}{F_b} = \frac{1260000}{1000} = 1200 \text{ cm}^3$$

$$A_f \text{ لازم} \approx 1.2 \left( \frac{1260 - 904}{36} \right) = 11.9 \text{ cm}^2$$

می‌توان ورق تقویت را انتخاب کرده و سپس با کنترل تنش‌های فشاری و کششی مقطع نهایی را بررسی نمود با وجود این بهتر است قبل از این کار، مقدار اساس مقطع ( $S_2$ ) کششی را محاسبه کرده و مقدار آنرا کنترل نمود. اساس مقطع کششی از رابطه زیر بدست خواهد آمد.

$$S_2 = \frac{I}{\frac{d}{2} + \bar{y}} \approx \frac{I}{y_1 + \bar{y}} = \frac{S_1}{1+2} \quad (۷-۹۲)$$

$$S_2 \text{ لازم} = \frac{1260000}{1400} = 900 \text{ cm}^3$$

با در دست بودن مقدار لازم  $S_2$  و  $\gamma = \frac{A_f}{A_i} = \frac{11.9}{12.7} = 0.164$  مقدار لازم  $S_1$  خواهد شد (رابطه ۷-۹۲).

$$S_1 \text{ لازم} = 900 (1 + 2 \times 0.164) = 1195 \text{ cm}^3$$

چون این مقدار کمتر از مقدار بدست آمده قبلی است ( $1260 \text{ cm}^3$ ) لذا احتمالاً انتخاب ورق بر اساس سطح مقطع لازم بدست آمده قبلی انتخابی مناسب خواهد بود. لذا برای ورق تقویت PL 120 x 10 mm انتخاب می‌کنیم و تنش‌های فشاری و کششی را کنترل می‌نماییم.

$$A_f = 12 \times 1 = 12 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{12 (18 + 0.5)}{72.7 + 12} = 2.62 \text{ cm}$$

$$I = 16270 + 72.7 (2.62)^2 + 12 (18.5 - 2.62)^2 = 19795 \text{ cm}^4$$

تیرها با تکیه‌گاه جانبی / ۵۰۵

$$f \text{ (فشاری)} = \frac{1260000 (19 - 2.62)}{19795} = 1042 > 1000 \quad \text{با } 4.2\% \text{ افزایش}$$

$$f \text{ (کششی)} = \frac{1260000 (18 + 2.62)}{19795} = 1313 < 1400 \quad \text{OK.}$$

چون ورق انتخاب شده بیش از ۳ درصد افزایش تنش را در قسمت فشاری نشان می‌دهد بهتر است بجای آن از ورق 10 x 140 PL که قدری عریض‌تر است استفاده شود درین حالت خواهیم داشت:

$$A_f = 14 \times 1 = 14 \quad \text{cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{14 (18 + 0.5)}{72.7 + 14} = 2.99 \quad \text{cm}$$

$$I = 16270 + 72.7 (2.99)^2 + 14 (18.5 - 2.99)^2 = 20288 \quad \text{cm}^4$$

$$f \text{ (فشاری)} = \frac{1260000 (19 - 2.99)}{20288} = 995 < 1000$$

$$f \text{ (کششی)} = \frac{1260000 (18 + 2.99)}{20288} = 1303 < 1400 \quad \text{OK.}$$

### مسائل

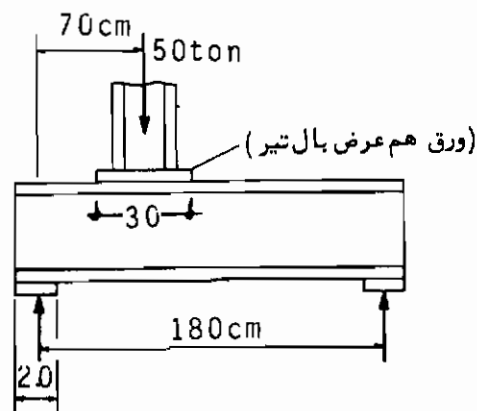
۷-۱ - مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ I شکل برای تیری بدانه‌ه ۱۰ متر تحت اثر بار گسترده، یکنواخت به شدت ۰.۵۰۰ (daN/m) نوع فولاد تیر نرمه بوده و تکیه‌گاه‌های آن ساده است. از کمانش جانبی بال فشاری تیر کلا " جلوگیری شده است. از روش طرح ارتجاعی استفاده شود.

۷-۲ - مطلوبست طرح تیر مورد بحث در مسأله (۷-۱) با روش طرح خمیری و مقایسه نتایج حاصله.

۷-۳ - مطلوبست تعیین مقدار حداکثر بار منفردی که بر وسط دهانه، تیری مرکب وارد میشود. دهانه، این تیر ۶ متر و نوع فولاد تیر نرمه داخلی است. برای جان تیر از ورق

۴-۷-۱ - مسأله (۱-۲) را در صورتی که ۸۰ درصد بار وارده بار زنده بوده و خیز بار زنده تیر به  $\frac{L}{360}$  محدود شده باشد نیز بررسی کنید .

۴-۷-۲ - مسأله (۲۷-۷) تحت اثر بار متمرکزی برابر با ۵۰ تن قرار گرفته است . مطلوبست اولاً " طرح تیر براساس بررسی خمشی آن از نیمرخ IPE . ثانیاً " کنترل آن براساس برش و لهدگی جان . نوع فولاد تیر نرمه بوده و بال فشاری تیر دارای مهاربندی کامل جانبی است .



شکل (۲۷-۷)

۴-۷-۳ - تیری بطول ۳ متر از طریق دو تکیه‌گاه ۲۵ سانتیمتری روی دیوار قرار گرفته است . بال فشاری این تیر دارای مهار کامل جانبی است . اگر این تیر یک IPE 36 باشد اولاً " مقدار حداکثر بار منفردی را که بتواند به آهستگی از یکسر تیر به سر دیگر آن حرکت کند را معین کنید ثانیاً " اگر در هر بال تیر در مقطع میانی دو سوراخ بقطر ۲۵ میلیمتر وجود داشته باشد در آن صورت نیز مقدار حداکثر بار وارده را معین کنید .

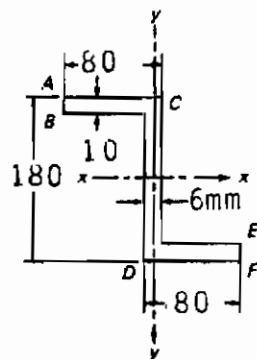
۴-۷-۴ - مطلوبست تعیین ظرفیت برشی V برای نیمرخ IPE 36 و همچنین مقدار عکس‌العمل  $R_p$  که میتواند بر هر سانتیمتر طول تکیه‌گاه این تیر وارد شود و نهایتاً " مقدار طول تکیه‌گاه  $N_e$  بنحویکه مقدار عکس‌العمل برابر با ظرفیت برشی V تیر گردد . نوع فولاد تیر نرمه

و از روش طرح ارتجاعی استفاده گردد.

۷-۸- هرگاه مقطع تیری بدانه ۴/۵ متر روی دو تکیه‌گاه ساده قرار گرفته باشد و نیمرخ تیر از نیمرخ Z با مشخصات شکل (۷-۲۸) تشکیل شده باشد مطلوبست (الف) تعیین شدت بار گسترده مجاز هرگاه خمش تیر فقط در صفحه yz ممکن باشد (تنش مجاز را  $0.6 F_y$  بگیرید) (ب) هرگاه برای خمش این تیر در هیچ جهت مانعیتی وجود نداشته باشد مطلوبست محاسبه مقدار تنش در نقاط A, B, C, D, E و F بروش‌های مختلف (ج) هرگاه محورهای اصلی این نیمرخ را محاسبه کنیم و لنگر خمشی حداکثر را به مؤلفه‌های خود روی این دو محور

تجربه کنیم و نهایتاً "مقدار تنش را از رابطه  $f = \frac{M'_x}{S'_x} + \frac{M'_y}{S'_y}$  محاسبه کنیم مطلوبست

مقایسه نتایج حاصل با نتایج بدست آمده از بند (ب) بار گسترده در صفحه yz عمل کرده و

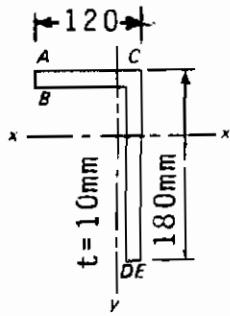


(شکل ۷-۲۸)

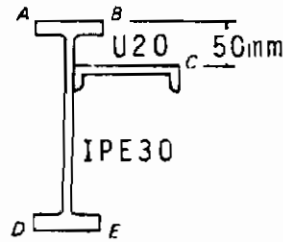
نوع فولاد نیمرخ از نوع نرمه است.

۷-۹- سؤاله (۷-۸) برای نیمرخ نبشی با مشخصات نشان داده شده در شکل (۷-۲۹) حل کنید.

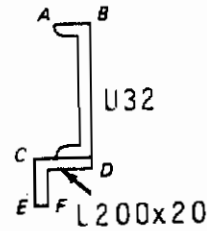
۷-۱۰- سؤاله (۷-۸) را برای نیمرخ ترکیبی شکل (۷-۳۰) حل کنید.



(شکل ۷-۲۹)

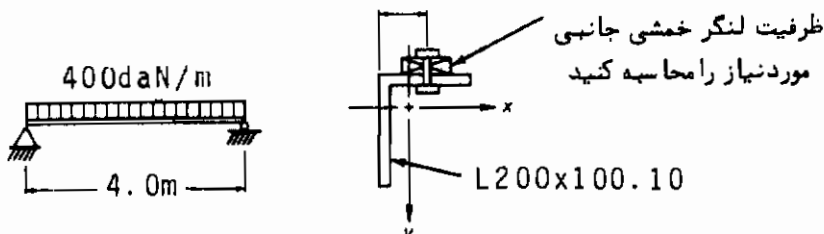


(شکل ۷-۲۰)



(شکل ۷-۳۱)

۷-۱۱- مسئله (۷-۸) را برای نیمرخ ترکیبی شکل (۷-۳۱) حل کنید.  
 ۷-۱۲- یک نیمرخ نبشی (L200 x 100 x 10) بعنوان تیری بدهانه ۴/۵ متر بکار رفته است. بار گسترده یکنواخت مؤثر بر این نبشی ۴۰۰ (daN/m) می باشد. (شکل ۷-۳۲)



(شکل ۷-۳۲)

اگر بال افقی در مقطع میانی در برابر خمش افقی مهار شده باشد و این مهار بشکل تکیه‌گاهی سازه عمل کند مطلوبست تعیین عکس‌العمل وارده بر این تکیه‌گاه.

۷-۱۳- سبکترین نیمرخ IPE لازم را جهت لایه یک سقف شیب‌دار محاسبه کنید. شیب سقف ۳۰° و دهانه لایه ۶/۵ متر است. شدت بار گسترده قائم برابر با ۳۰۰ (daN/m) است با فرض اینکه امتداد بار وارده از مرکز ثقل نیمرخ بگذرد و بال فشاری لایه توسط پوشش سقف مهار شده باشد مطلوبست تعیین نمره تیر آهن مصرف شده برای لایه نوع فولاد لایه نرمه داخلی با  $F_y = ۲۳۳۳$  (بار) می باشد.

۷-۱۴- مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ از نوع IPE که بتواند لنگرهای  $M_x = ۶۰$  (m.daN)



و  $M_F \approx 12 \text{ (m.daN)}$  (لنگر مهارکننده، جانبی بال فشاری) را تحمل کند. فرض می‌شود  $M_y \approx 2 M_F$  باشد و از پیچش نیز صرف‌نظر گردد. نوع فولاد نیمرخ مصرفی فولاد نرمه بوده و حداکثر تنش مجاز تحت اثر خمشدو محوری را  $0.6 F_y$  بگیرید.

۷-۱۵ - مسأله فوق‌الذکر برای نیمرخ IPB حل کنید.

۷-۱۶ - سبکترین نیمرخ IPE تقویت‌شده با ورق را برای لنگر خمشی  $M_x = 10 \text{ (m.daN)}$

محاسبه کنید. تنش مجاز برای بال فشاری را (بار)  $F_b = 1000$  فشار کششی و برای بال کششی را (بار)  $F_b = 1400$  کششی بگیرید و بگوئید از نظر اقتصادی اگر بجای ورق از نیمرخ قویتری استفاده می‌شود چه میزان وزن بلامصرف می‌ماند.

۷-۱۷ - مطلوب‌ست طرح مقطع I شکلی از ورق بنحویکه سطح مقطع بال فشاری بیشتر از

سطح مقطع بال کششی باشد و این قطعه، خمشی بتواند لنگر خمشی برابر با  $M_x = 10000 \text{ (m.daN)}$

را تحمل کند. تنش مجاز فشاری، ۹۰۰ بار و تنش مجاز کششی را ۱۴۰۰ بار بگیرید.

(بعدها خواهیم دید که یک‌چنین مقطعی هرگاه کمانش جانبی بال فشاری مورد نظر باشد

میتواند بکار برده شود).

## مراجع مولفین

1. Joint Committee of Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers, *Commentary on Plastic Design in Steel*, 2nd ed., ASCE Manual and Reports on Practice No. 41, New York, 1971.
2. Richard N. Wright and William H. Walker, "Vibration and Deflection of Steel Bridges," *Engineering Journal*, AISC, 9, 1 (January, 1972), 20-31.
3. Thomas M. Murray, "Design to Prevent Floor Vibrations," *Engineering Journal*, AISC, 12, 3 (Third Quarter, 1975), 82-87.
4. Frank J. Marino, "Ponding of Two-Way Roof Systems," *Engineering Journal*, AISC, 3, 3 (July 1966), 93-100.
5. Lewis B. Burgett, "Fast Check for Ponding," *Engineering Journal*, AISC, 10, 1 (First Quarter, 1973), 26-28.
6. James Chinn, "Failure of Simply-Supported Flat Roofs by Ponding of Rain," *Engineering Journal*, AISC, 2, 2 (April 1965), 38-41.
7. A. E. Salama and M. L. Moody, "Analysis of Beams and Plates for Ponding Loads," *Journal of Structural Division*, ASCE, 93, ST1 (February 1967), 109-126.
8. D. A. Sawyer, "Ponding of Rainwater on Flexible Roof Systems," *Journal of Structural Division*, ASCE, 93, ST1 (February 1967), 122-147.
9. D. A. Sawyer, "Roof-Structure Roof-Drainage Interaction," *Journal of Structural Division*, ASCE, 94, ST1 (January 1968), 175-198.
10. James Chinn, Abdulwahab H. Mansouri, and Staley F. Adams, "Ponding of Liquids on Flat Roofs," *Journal of Structural Division*, ASCE, 95, ST5 (May 1969), 797-807.
11. R. Richard Avent and William G. Stewart, "Rainwater Ponding on Beam-Girder Roof Systems," *Journal of Structural Division*, ASCE, 101, ST9 (September 1975), 1913-1927.
12. R. Richard Avent, "Deflection and Ponding of Steel Joists," *Journal of Structural Division*, ASCE, 102, ST7 (July 1976), 1399-1410.
13. J. D. Graham, A. N. Sherbourne, R. N. Khabbaz, and C. D. Jensen, *Welded Interior Beam-to-Column Connections*. New York: American Institute of Steel Construction, Inc., 1959.
14. I. Lyse and H. J. Godfrey, "Investigation of Web Buckling in Steel Beams," *Transactions*, ASCE, 100 (1935), 675-706.
15. B. G. Johnston and G. G. Kubo, "Web Crippling at Seat Angle Supports," Fritz Laboratory Report No. 192A2, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1941.
16. John E. Bower, "Elastic Stresses Around Holes in Wide-Flange Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, 92, ST2 (April 1966), 85-101.
17. John E. Bower, "Experimental Stresses in Wide-Flange Beams with Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 92, ST5 (October 1966), 167-186.
18. Ronald W. Frost and Robert E. Leffler, "Fatigue Tests of Beams with Rectangular Web Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 97, ST2

- (February 1971), 509-527.
19. James A. Mandel, Paul J. Brennan, Benjamin A. Wasil, and Charles M. Antoni, "Stress Distribution in Castellated Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, 97, ST7 (July 1971), 1947-1967.
  20. John E. Bower, Chairman, "Suggested Design Guides for Beams with Web Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 97, ST11 (November 1971), 2707-2728.
  21. Peter B. Cooper and Robert R. Snell, "Tests on Beams with Reinforced Web Openings," *Journal of Structural Division*, ASCE, 98, ST3 (March 1972), 611-632.
  22. Peter W. Chan and Richard G. Redwood, "Stresses in Beams with Circular Eccentric Web Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 100, ST1 (January 1974), 231-248.
  23. Richard G. Redwood and Peter W. Chan, "Design Aides for Beams with Circular Eccentric Web Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 100, ST2 (February 1974), 297-303.
  24. Tsong-Miin Wang, Robert R. Snell, and Peter B. Cooper, "Strength of Beams with Eccentric Reinforced Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 101, ST9 (September 1975), 1783-1800.
  25. Marvin A. Larson and Kirit N. Shah, "Plastic Design of Web Openings in Steel Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, 102, ST5 (May 1976), 1031-1041.
  26. Peter B. Cooper, Robert R. Snell, and Harry D. Knostman, "Failure Tests on Beams with Eccentric Web Holes," *Journal of Structural Division*, ASCE, 103, ST9 (September 1977), 1731-1738.
  27. R. G. Redwood, "Tables for Plastic Design of Beams with Rectangular Holes," *Engineering Journal*, AISC, 9, 1 (January 1972), 2-19.
  28. Richard L. Kussman and Peter B. Cooper, "Design Example for Beams with Web Openings," *Engineering Journal*, AISC, 13, 2 (Second Quarter 1976), 48-56.
  29. E. H. Gaylord, Jr., and C. N. Gaylord, *Design of Steel Structures*. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc. 1957, Chap. 5.

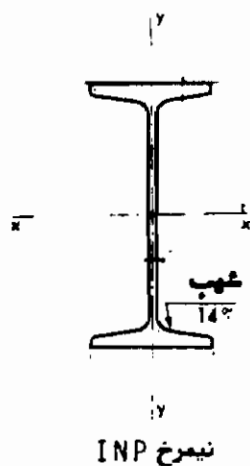


## انواع متداول نیمرخهای نوردشده

### نیمرخ I باریک یا نرمال پروفیل INP

یکی از متداولترین نیمرخهای نوردشده فولادی بوده دارای دو محور تقارن  $X-X$  و  $Y-Y$  است. لنگر لختی آن نسبت به محور  $X-X$  زیاد و نسبت به محور  $Y-Y$  کم است. عرض بال آن کم و سطوح داخلی بال آن ۱۴٪ شیب دارد. این نیمرخ از ارتفاع ۸ الی ۶۰ cm نورد می‌شود ولی در بازار ایران نیمرخهای بالاتر از ارتفاع ۴۰ cm یافت نمی‌شده است.

علامت اختصاری این نیمرخ INP و یا I است. منظور از نمره اسن نیمرخ عدد نمایشگر ارتفاع مقطع آن است که پس از علامت اختصاری آن نوشته می‌شود. مثلاً "INP 14" که منظور نرمال پروفیل نمره ۱۴ یعنی به ارتفاع مقطع ۱۴ cm است و گاهی به صورت I 140 نیز نشان داده می‌شود.

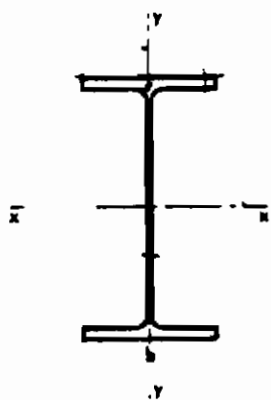


از این نیمرخ در قطعات خمشی به شکل تیر فرعی و تیر اصلی استفاده کرده، در نعل درگاه‌ها و در تهیه تیر لانه‌زنبوری و به شکل دوتایی یا چندتایی در تهیه ستونها بکار برده شده و در اعضا خرپا نیز از آن استفاده می‌شود.

عیب این نیمرخ این است که سطح داخلی بال‌های آن دارای شیب است که در موقع اتصال به کمک پیچ یا پرچ اشکالاتی تولید می‌کند و در بستن مهره پیچ‌هایی که طرف داخل بال قرار می‌گیرند باید از واشرهای شیب دار استفاده کرد.

نیمرخ IPE = نیمرخ IPA محصول ذوب آهن ایران

این نیمرخ که به نام پروفیل نیم‌پهن یا بال متوسط مشهور است دارای دو محور تقارن  $x-x$  و  $y-y$  بوده و  $I_x$  آن زیاد و  $I_y$  آن کم است. این نیمرخ از نمره ۸ الی ۶۰ که



نیمرخ IPE

معادل ارتفاع مقطع از ۸ cm الی ۶۰ cm می‌باشد تهیه می‌شود. سطوح داخلی و خارجی بال‌های این نیمرخ با یکدیگر موازی است.

این نیمرخ را با علامت اختصاری IPE و عدد نمایشگر ارتفاع در مقابل آن نشان می‌دهند. مثلاً "IPE14"

از این نیمرخ در کلیه مواردی که برای SNP گفته شد استفاده می‌کنند. این نیمرخ به

تدریج جای نیمرخ I را در کلیه کشورهای اروپایی می‌گیرد .  
 در موارد متعددی این نیمرخ نسبت به نرمال پروفیل ارجحیت دارد که از آن جمله می‌توان موارد زیر را نام برد :

- ۱- پهنای بال آن نسبت به پهنای نرمال پروفیل بیشتر بوده و مقدار آن برخلاف IPB معمولاً " عدد کاملی است .
- ۲- موازی بودن سطوح خارجی و داخلی بالهای این نیمرخ یکی دیگر از مزایای آن از نظر اتصالات است .
- ۳- نسبت به NP دارای وزن کمتر و راندمان مقاومتی  $\left( \frac{\text{اساس مقطع}}{\text{وزن واحد طول}} \right)$  بیشتری است .

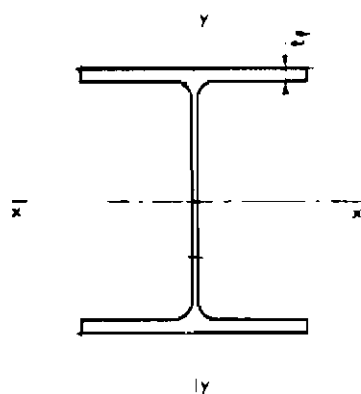
این نیمرخ با نام IPA و با مشخصات مقطعی برابر با مشخصات مقطع IPE از نمره 10 الی 30 در کارخانه ذوب آهن اصفهان تولید می‌شود .

#### نیمرخ بال پهن :

این نیمرخ دارای مقطع I شکل با دو محور تقارن  $x-x$  و  $y-y$  است . عرض بال آنها پهن و لنگر لختی و شعاع زیراسیون سطح مقطع آن نسبت به هر دو محور بزرگ ( نسبت به نیمرخهای دیگر ) است . سطوح داخلی و خارجی بالهای آن با یکدیگر موازی است .  
 از این نیمرخ در تهیه ستونها به صورت تک نیمرخ استفاده می‌شود . در تیرهای حامل قوی و در تیرهایی که احتیاج به عرض بال خیلی زیاد می‌باشد مصرف دارد . در تهیه تیر لانه زنبوری و در تهیه قابها از این نیمرخ استفاده می‌کنند .  
 پروفیل های بال پهن به سه نوع ارائه می‌شوند .

#### ۱- نیمرخ IPB<sub>۲۰</sub>

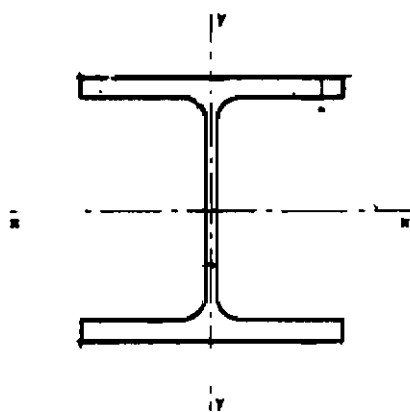
این نیمرخ ، نیمرخ سبک وزن بال پهن است که معادل HEA نرم اروپایی است . ارتفاع آن کمی از ارتفاع اسمی آن (نمره آن) کمتر است . تا نمره 30 این نیمرخ عرض بال با ارتفاع مقطع هر دو افزایش می‌یابند ولی از این نمره به بالا عرض بال برابر با 30 cm باقی مانده و ارتفاع آن افزایش می‌یابد ، به عنوان مثال IPB<sub>۲۰</sub> دارای ارتفاع 19 cm و عرض بال 20 cm بوده و در صورتی که IPB<sub>۳۴</sub> دارای ارتفاعی برابر با 33 cm و عرض بالی برابر با 130 cm است .



IPB<sub>1</sub>

۲- نیمرخ IPB

این نیمرخ ، نیمرخ با وزن متوسط بال پهن است و به این جهت به نام پروفیل نرمال بال پهن نیز گفته می شود که معادل نرم اروپایی HEB است .



IPB

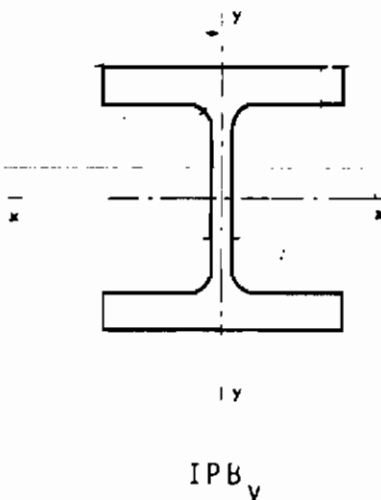
ارتفاع و عرض بال این پروفیل تا نمره 30 با یکدیگر برابر است و از نمره 30 به بالا



عرض بال 30 cm باقی مانده و ارتفاع مقطع زیاد می شود . به عنوان مثال IPB 20 دارای ارتفاع مقطع و عرض بالی برابر با 20 cm است و در صورتی که IPB 34 دارای ارتفاعی برابر با 34 cm و عرض بالی برابر با 30 cm است .  
معمولا " فقط این نوع بال پهن در بازار ایران یافت می شده است .

### ۳- نیمرخ $IPB_v$

این نیمرخ ، نیمرخ سنگین وزن بال پهن است ، یعنی وزن متر طول آن از IPB هم نمره اش بیشتر است . ( وزن متر طول IPB از وزن  $IPB_v$  هم نمره اش بیشتر است ) .  
معادل نرم اروپایی این نیمرخ HEM است . ارتفاع واقعی این نیمرخ مقدار کمی از ارتفاع اسمی آن بیشتر است . ارتفاع و عرض بال این نیمرخ نیز تا نمره 30 افزایش یافته ولی از نمره 30



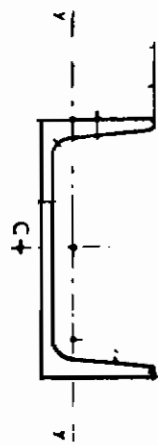
به بالا عرض بال در حدود 30 cm باقی مانده و فقط ارتفاع نیمرخ افزایش می یابد . به عنوان مثال  $IPB_v$  20 دارای ارتفاع 22 cm و عرض بال 20.6 cm است ، در صورتی که  $IPB_v$  34 دارای ارتفاعی برابر با 37.7 cm و عرض بالی برابر با 30.9 cm می باشد.

### نیمرخ ناودانی

این نیمرخ یکی دیگر از معمولترین نیمرخ های مصرفی در ساختمانهای فلزی است . این نیمرخ دارای یک محور تقارن بوده و سطوح داخلی بالهای آن دارای شیب است که این شیب

برای پروفیل‌های تا نمره 30 مساوی 8 درصد و برای پروفیل بزرگتر از نمره 30 برابر 5% است.

علامت اختصاری این نیمرخ UNP ، CNP ، C و U است و برای نشان دادن یک نیمرخ پس از درج علامت اقتصادی آن نمره، آن را می‌نویسند که همان ارتفاع مقطع نیمرخ است. مثلاً "20 UNP 20 C" و یا "U 20". این نیمرخ از نمره 8 تا 40 ساخته می‌شود.



ناودانی

از نیمرخ ناودانی به صورت زوج در تیرهای خمشی و به صورت زوج یا چندتایی در ستونها، به صورت یک نیمرخ در لایه‌های خرپاها، در اعضا خرپاها و تیرهای مشبک، در تیرهای مرکب، در نعل درگاه‌ها، در بادبندها استفاده می‌شود. چون این نیمرخ دارای مرکز برشی در خارج نیمرخ است لذا اگر به صورت تک در قطعات خمشی به کار برده شود در آن پیچش به وجود خواهد آمد. لذا بهتر است در قطعات خمشی همواره به صورت زوج به کار رود.

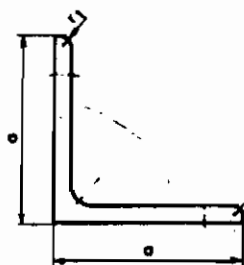
#### نیمرخ نبشی

این نیمرخ دارای دو بال عمود بر هم با ضخامت یکسان است. این نیمرخ در دو نوع با بالهای مساوی و با بالهای نامساوی تهیه می‌شود. علامت اختصاری نبشی به صورت  $\Lambda$  یا  $\Delta$  می‌باشد، برای نمایش این نیمرخ به صورتهای زیر عمل می‌شود:

الف) در مورد نشی با بال مساوی بعد از علامت اختصاری اندازه بال بر حسب میلیمتر سپس ضخامت بال آن بر حسب میلیمتر نوشته می شود. مثلاً " 50.50.5 L ویا 50.5 L یعنی نشی با بال مساوی به طول 50 میلیمتر و به ضخامت بالی برابر با 5 میلیمتر .

ب) در مورد نشی با بال نامساوی بعد از علامت اختصاری اندازه بال بزرگتر و بعد اندازه بال کوچکتر و سپس ضخامت بال بر حسب میلیمتر نوشته می شود. مثلاً " 120x80x12 L یعنی نشی با بالهایی به طول 120 و 80 میلیمتر و ضخامت بالی برابر با 12 میلیمتر.

از این پروفیل در اتصالات مختلف تیر و ستون، اتصال ستون به کف ستون، در تهیه تیرهای مرکب و تیرهای مشبک، به عنوان اعضاء خرپاها، در بادبندها، در سقف های کاذب، در دکلها، در پایه برجها و منابع در بادبندها، در بست های چپ و راست ستونهای مرکب و در در و پنجره سازی استفاده می شود .



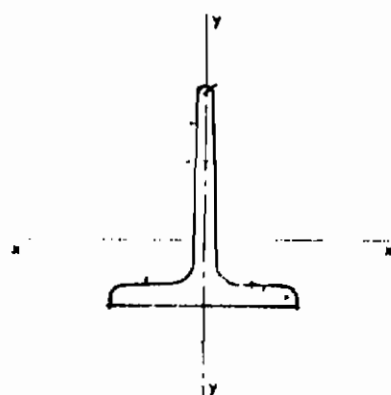
نشی

انواع نشی با بالهای مساوی فراوانتر از نشی با بال نامساوی است .  
کارخانه ذوب آهن نشی با بالهای مساوی و گوشه های گرد بر طبق استاندارد DIN 1025 تهیه می کند که این نوع نشی ها از شماره های 4 x 30 x 30 تا شماره 8 x 80 x 80 تهیه می گردد ، علامت اختصاری این نشی ها LPA می باشد

#### نیمرخ سپری

این نیمرخ که شکل مقطع آن به صورت T است و دارای یک محور تقارن است در دو نوع تهیه می گردد . اول آن که ارتفاع آن برابر قاعده آن است که با علامت T مشخص می شود و

از نمره 20 میلیمتر تا 140 mm ساخته می‌شود. برای نشان دادن آنها بعد از علامت نمره سپری را بر حسب میلیمتر می‌نویسند مانند T 80 یعنی سپری دارای ارتفاع مقطع و عرض بالی برابر با 80 میلیمتر است. نوع دیگر سپری با قاعده دو برابر ارتفاع یعنی عرض بال دو برابر ارتفاع مقطع است و با علامت TB مشخص می‌گردد و از نمره 30 x 60 الی 120 x 60 میلیمتر ساخته می‌شود و برای نشان دادن آن بعد از علامت TB ارتفاع مقطع را بر حسب میلیمتر می‌نویسند، مثلاً "TB 50" یعنی نبشی با بال پهن با ارتفاع مقطع 50 میلیمتر عرض بال برابر با 155 میلیمتر.



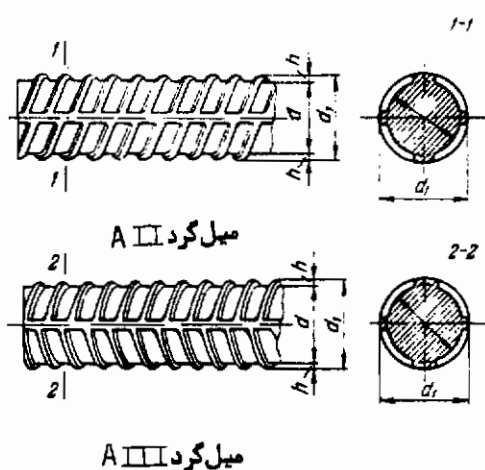
سپری

سطوح بال و جان اینگونه سپری‌ها دارای شیب بوده و لبه آنها گردگوشه است. از سپری‌ها در خرپا سازی، در سقف‌های کاذب، در در و پنجره سازی استفاده می‌شود. از نصف کردن پروفیل‌های I و IPE و بال پهن نیز سپری تهیه می‌شود.

### میل گرد

نیمرخ میل گرد دارای مقطع دایره‌ای است و در ساختمانهای فلزی جهت بادبندها، آویزها، مهارها به کار گرفته می‌شود و در ساختمانهای بتن‌آرمه به صورت وسیعی مورد استعمال دارد و چون از فولادهای مختلفی ساخته می‌شود باید نوع فولاد آن را مشخص نمود. کارخانه ذوب آهن اصفهان از قطر 6 میلیمتر الی 40 میلیمتر میل گرد تهیه می‌نماید که در سه نوع مختلف A I، A II و A III ارائه می‌شود. نوع A I میل گرد ساده بوده و از نوع فولاد نرمه است. نوع A II فولاد ممتازتری است و لذا دارای مقاومت نهایی در

کششی برابر با 5000 bar است و دارای حد جاری شدنی برابر با 3000 bar است. این نوع فولاد به صورت آجدار و با آجی در امتداد یکدیگر ارائه می شود. نوع A III که با مقاومت نهایی در کششی برابر با 6000 bar و حد جاری شدنی برابر با 4000 bar ارائه می شود دارای آجهایی نظیر فولاد A II است. با این تفاوت



که آج اطراف این نوع فولاد در محل تلاقی با یکدیگر تشکیل زاویه می دهند. فولاد A III دارای آلیاژی است که نوع فولاد آن را مرغوبتر کرده است. میلگردها را به صورت 10 A I که در آن علامت میلگرد 10 قطر و A I نوع فولاد میلگرد است نمایش می دهند.

#### جدول نیمرخ های ساختمانی

علائم بکار رفته در جدول پیوست دارای معانی زیر می باشند :

A سطح مقطع

a ضلع نبشی

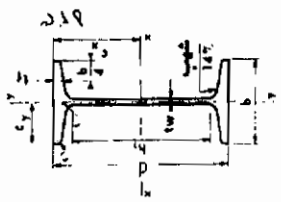
$b_f$  پهنای بال در نیمرخها

d قطر میلگرد ، ارتفاع نیمرخ

e فاصله مرکز ثقل تا پشت جان در نیمرخهای ناودانی ، نبشی و سپری (مطابق شکل)

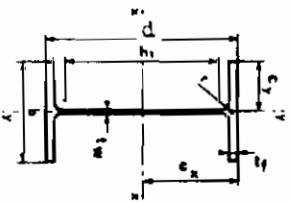
- G وزن یک متر طول نیمرخ
- $h_1$  فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان (مطابق شکل)
- $I_x$  لنگر لختی مقطع نسبت به محور
- $I_y$  لنگر لختی مقطع نسبت به محور
- J ضریب ثابت پیچش
- $I_p$  لنگر لختی قطبی نسبت به مرکز ثقل مقطع
- $C_w$  ضریب ثابت تابیدن
- Q لنگر سطح مقطع نسبت به محور خنثی x-x
- $r_1, r_2, r_3$  شعاع انحنا در نیمرخها (مطابق شکل)
- $r_x$  شعاع زیراسیون مقطع نسبت به محور x-x
- $r_y$  شعاع زیراسیون مقطع نسبت به محور y-y
- $r_z$  شعاع زیراسیون مقطع نسبت به محور z-z
- $r_v$  شعاع زیراسیون مقطع نسبت به محور v-v
- $S$  فاصله مرکز برش تا سطح جان در نیمرخ ناودانی (مطابق شکل)
- t ضخامت نبشی
- $t_f$  ضخامت بال در نیمرخها (مطابق شکل)
- $t_w$  ضخامت جان در نیمرخها (مطابق شکل)
- || سطح رنگ آمیزی برحسب مترمربع به ازاء متر طول نیمرخ
- $S_x = \frac{I_x}{C_x}$  اساس مقطع نسبت به محور x-x  
(  $C_x$  فاصله دورترین تار نسبت به محور x )
- $S_y = \frac{I_y}{C_y}$  اساس مقطع نسبت به محور y-y  
(  $C_y$  فاصله دورترین تار نسبت به محور y )
- \* علامت ستاره در جداول مربوط به نیمرخ‌های غیراستاندارد است .

نمبر	ابعاد							U	مخيمات نسبت به محورهای مختبی						C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>			
	g	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>		G	A	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>		S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	J cm <sup>4</sup>
80	80	42	3.9	5.9	3.9	2.3	59	5.95	7.58	77.8	19.5	3.20	11.4	6.29	3.00	0.91	0.89	88.
100	100	50	4.5	6.8	4.5	2.7	75	8.32	10.6	171	34.2	4.01	19.9	12.2	4.88	1.07	1.64	268.
120	120	58	5.1	7.7	5.1	3.1	92	11.2	14.2	328	54.7	4.81	31.8	21.5	7.41	1.23	2.78	658.
140	140	66	5.7	8.6	5.7	3.4	109	14.4	18.3	573	81.9	5.61	47.7	35.2	10.7	1.40	4.40	1540.
160	160	74	6.3	9.5	6.3	3.8	125	17.9	22.8	935	117	6.40	68.0	54.7	14.8	1.55	6.70	3140.
180	180	82	6.9	10.4	6.9	4.1	142	21.9	27.9	1450	161	7.20	93.4	81.3	19.8	1.71	9.80	5920.
200	200	90	7.5	11.3	7.5	4.5	159	26.3	33.5	2140	214	8.00	125	117	26.0	1.87	13.9	10520.
220	220	98	8.1	12.2	8.1	4.9	175	31.1	39.6	3060	278	8.80	162	162	33.1	2.02	19.2	17760.
240	240	106	8.7	13.1	8.7	5.2	192	36.2	46.1	4250	354	9.59	206	221	41.7	2.20	25.7	28730.
260	260	113	9.4	14.1	9.4	5.6	209	41.9	53.4	5740	442	10.4	257	283	51.0	2.32	34.4	44070.
280	280	119	10.1	15.2	10.1	6.1	225	48.0	61.1	7590	542	11.1	316	364	61.2	2.45	45.5	64580.
300	300	125	10.8	16.2	10.8	6.5	241	54.2	69.1	9800	653	11.9	381	451	72.2	2.58	58.3	91850.
320	320	131	11.5	17.3	11.5	6.9	258	61.0	77.7	12510	782	12.7	457	555	84.7	2.67	72.5	128800.
340	340	137	12.2	18.3	12.2	7.3	274	68.0	86.7	15700	923	13.5	540	674	98.4	2.80	90.4	176300.
360	360	143	13.0	19.5	13.0	7.8	290	76.1	97.0	19610	1090	14.2	638	818	114	2.90	115.	240100.
380	380	149	13.7	20.5	13.7	8.2	306	84.0	107	24010	1260	15.0	741	975	131	3.02	141.	318700.
400	400	155	14.4	21.6	14.4	8.6	323	92.4	118	29210	1460	15.7	857	1160	149	3.13	170	419600.
425	425	163	15.3	23.0	15.3	9.2	343	104	132	36970	1740	16.7	1020	1440	176	3.30	216	587500.
450	450	170	16.2	24.3	16.2	9.7	363	115	147	45850	2040	17.7	1200	1730	203	3.43	267	791100.
475	475	178	17.1	25.6	17.1	10.3	384	128	163	56480	2380	18.6	1400	2090	235	3.60	329	1067000.
500	500	185	18.0	27.0	18.0	10.8	404	141	179	68740	2750	19.6	1620	2480	268	3.72	402	1403000.
550	550	200	19.0	30.0	19.0	11.9	445	166	212	99180	3610	21.6	2120	3490	349	4.02	544	2339000.
600	600	215	21.6	32.4	21.6	13.0	485	199	254	139000	4630	23.4	2730	4670	434	4.30	813	3821000.



نمبر INP

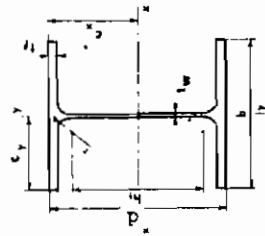
# نیمرخ IPE



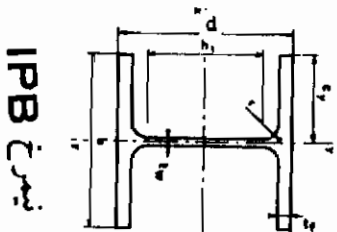
نیمرخ	ابعاد						G	A	U	مشخصات نسبت به محورهای خنثی							J	C <sub>w</sub>
	d	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	h <sub>1</sub>				kg	cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	Q		
80	80	46	3.8	5.2	5	60	6.0	7.64	0.329	80.1	20.0	3.24	11.6	8.49	3.69	1.05	0.70	118.
100	100	55	4.1	5.7	7	75	8.1	10.3	0.401	171	34.2	4.07	19.7	15.9	5.79	1.24	1.10	351.
120	120	64	4.4	6.3	7	93	10.4	13.2	0.474	318	53.0	4.90	30.4	27.7	8.65	1.45	1.71	890.
140	140	73	4.7	6.9	7	112	12.9	16.4	0.550	541	77.3	5.74	44.2	44.9	12.3	1.65	2.54	1980.
160	160	82	5.0	7.4	9	127	15.8	20.1	0.622	869	109	6.58	61.9	68.3	16.7	1.84	3.53	3960.
180	180	91	5.3	8.0	9	146	18.8	23.9	0.698	1317	146	7.42	83.2	101	22.2	2.05	4.90	7430.
200	200	100	5.6	8.5	12	159	22.4	28.5	0.768	1943	194	8.26	110	142	28.5	2.24	6.46	12990.
220	220	110	5.9	9.2	12	178	26.2	33.4	0.848	2772	252	9.11	143	205	37.3	2.48	8.86	22670.
240	240	120	6.2	9.8	15	190	30.7	39.1	0.921	3892	324	9.97	183	284	47.3	2.69	11.60	37390.
270	270	135	6.6	10.2	15	220	36.1	45.9	1.04	5790	429	11.2	239	420	62.2	3.02	14.93	70580.
300	300	150	7.1	10.7	15	249	42.2	53.8	1.16	8356	557	12.5	314	604	80.5	3.35	19.47	125900.
330	330	160	7.5	11.5	18	271	49.1	62.6	1.25	11770	713	13.7	402	788	98.5	3.55	25.70	199100.
360	360	170	8.0	12.7	18	299	57.1	72.7	1.35	16270	904	15.0	510	1043	123	3.79	36.20	313600.
400	400	180	8.6	13.5	21	331	64.5	84.5	1.47	23130	1160	16.5	654	1318	146	3.95	46.80	490000.
450	450	190	9.4	14.6	21	379	77.6	98.6	1.61	33740	1500	18.5	849	1676	176	4.12	63.80	791000.
500	500	200	10.2	16.0	21	426	90.7	116	1.74	48200	1930	20.4	1100	2142	214	4.31	89.00	1249000.
550	550	210	11.1	17.2	24	468	106	134	1.88	67120	2440	22.3	1390	2668	254	4.45	118.4	1884000.
600	600	220	12.0	19.0	24	514	122	156	2.02	92080	3070	24.3	1760	3387	308	4.66	166.2	2846000.



نوع	ابعاد						G kg	A cm <sup>2</sup>	U m <sup>2</sup> /m	خصائص نسبت به محورهای خنثی						J cm <sup>4</sup>	L <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>	
	d mm	b <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	h <sub>1</sub> mm				I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	Q cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>			r <sub>y</sub> cm
100	96	100	5	6	12	56	16.7	21.2	0.562	349	73	4.06	41.5	134	27	2.51	4.69	2580.
120	114	120	5	8	12	74	19.9	25.3	0.677	606	106	4.89	59.7	231	38	3.02	5.63	6470.
140	133	140	5.5	8.5	12	92	24.7	31.4	0.794	1033	155	5.73	86.7	389	56	3.52	7.97	15060.
160	152	160	6	9	15	104	30.4	38.8	0.896	1673	220	6.57	123	616	77	3.98	10.9	31410.
180	171	180	6	9.5	15	122	35.5	45.3	1.02	2510	294	7.45	162	925	103	4.52	14.2	60210.
200	190	200	6.5	10	18	134	42.3	53.8	1.14	3692	389	8.28	215	1336	134	4.98	18.6	108000.
220	210	220	7	11	18	152	50.5	64.3	1.26	5410	515	9.17	284	1955	178	5.51	27.1	193300.
240	230	240	7.5	12	21	164	60.3	76.8	1.37	7763	675	10.1	372	2769	231	6.00	38.2	328500.
260	250	260	7.5	12.5	24	177	68.2	86.8	1.48	10460	836	11.0	460	3668	282	6.50	46.3	516400.
280	270	280	8	13	24	196	76.4	97.3	1.60	13670	1010	11.9	556	4763	340	7.00	56.5	785400.
300	290	300	8.5	14	27	208	88.3	112.5	1.72	18260	1260	12.7	692	6310	421	7.49	75.3	1200000.
320	310	300	9	15.5	27	225	97.6	124.4	1.76	22930	1480	13.6	814	6985	466	7.49	102	1512000.
340	330	300	9.5	16.5	27	243	105	133.5	1.79	27700	1680	14.4	925	7436	496	7.46	123	1824000.
360	350	300	10	17.5	27	261	112	142.8	1.83	33090	1890	15.2	1040	7887	526	7.43	147	2177000.
400	390	300	11	19	27	298	125	159.0	1.91	45070	2310	16.8	1280	8564	571	7.34	191	2942000.
450	440	300	11.5	21	27	344	140	178.0	2.01	63720	2900	18.9	1610	9465	631	7.29	257	4148000.
500	490	300	12	23	27	390	155	197.5	2.11	86980	3550	21.0	1970	10370	691	7.24	336	5643000.
550	540	300	12.5	24	27	438	166	211.8	2.21	111900	4150	23.0	2310	10820	721	7.15	386	7189000.
600	590	300	13	25	27	486	178	226.5	2.31	141200	4790	25.0	2680	11270	751	7.05	440	8978000.
650	640	300	13.5	26	27	534	190	241.6	2.41	175200	5470	26.9	3070	11720	782	6.97	500	11030000.
700	690	300	14.5	27	27	582	204	260.5	2.50	215300	6240	28.8	3520	12180	812	6.84	573	13350000.
800	790	300	15	28	30	674	224	285.8	2.70	303400	7680	32.6	4350	12640	843	6.65	652	18290000.
900	890	300	16	30	30	770	252	320.5	2.90	422100	9480	36.3	5410	13550	903	6.50	817	24960000.
1000	990	300	16.5	31	30	868	272	346.8	3.10	553800	11190	40.0	6410	14000	934	6.35	918	32070000.



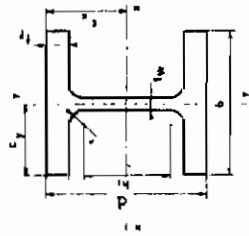
نوع IPB



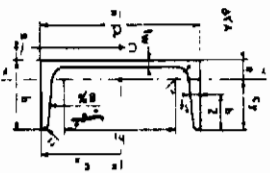
نیم رخ IPB

نیم رخ	ابعاد						G	A	U	مختصات نسبت به محورهای خنثی							J	C <sub>x</sub>
	d	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	h <sub>1</sub>				I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	Q	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>		
100	100	100	6	10	12	56	20.4	26	0.567	450	90	4.16	52.1	167	33	2.53	9.05	3380.
120	120	120	6.5	11	12	74	26.7	34	0.686	864	144	5.04	82.6	318	53	3.06	14.4	9410.
140	140	140	7	12	12	92	33.7	43	0.805	1509	216	5.93	123	550	79	3.58	21.8	22480.
160	160	160	8	13	15	104	42.6	54.3	0.918	2492	311	6.78	177	889	111	4.05	32.2	47940.
180	180	180	8.5	14	15	122	51.2	65.3	1.03	3831	426	7.66	241	1363	151	4.57	45.1	93750.
200	200	200	9	15	18	134	61.3	78.1	1.15	5696	570	8.54	321	2003	200	5.07	61.4	171100.
220	220	220	9.5	16	18	152	71.5	91	1.27	8091	736	9.43	414	2843	258	5.59	81.8	295400.
240	240	240	10	17	21	164	83.2	106	1.38	11260	938	10.3	527	3923	327	6.08	107	486900.
260	260	260	10	17.5	24	177	93	118.4	1.50	14920	1150	11.2	641	5135	395	6.58	125	753700.
280	280	280	10.5	18	24	196	103	131.4	1.62	19270	1380	12.1	767	6595	471	7.09	148	1130000.
300	300	300	11	19	27	208	117	149.1	1.73	25170	1680	13.0	934	8563	571	7.58	186	1688000.
320	320	300	11.5	20.5	27	225	127	161.3	1.77	30820	1930	13.8	1070	9239	616	7.57	233	2069000.
340	340	300	12	21.5	27	243	135	170.9	1.81	36660	2160	14.6	1200	9690	646	7.53	270	2454000.
360	360	300	12.5	22.5	27	261	142	180.6	1.85	43190	2400	15.5	1340	10140	676	7.49	310	2883000.
400	400	300	13.5	24	27	298	155	197.8	1.93	57680	2880	17.1	1620	10820	721	7.40	382	3817000.
450	450	300	14	26	27	344	171	218	1.99	79890	3550	19.1	1990	11720	781	7.33	485	5258000.
500	500	300	14.5	28	27	390	187	238.6	2.12	107180	4290	21.2	2410	12620	842	7.27	605	7018000.
550	550	300	15	29	27	438	199	254.1	2.22	136690	4970	23.2	2800	13080	872	7.17	679	8856000.
600	600	300	15.5	30	27	486	212	270	2.32	171040	5700	25.2	3210	13530	902	7.08	759	10970000.
650	650	300	16	31	27	534	225	286.3	2.42	210620	6480	27.1	3660	13980	932	6.99	845	13360000.
700	700	300	17	32	27	582	241	306.4	2.52	256690	7340	29.0	4160	14440	963	6.87	949	16060000.
800	800	300	17.5	33	30	674	262	334.2	2.71	359080	8980	32.8	5110	14900	994	6.66	1062	21840000.
900	900	300	18.5	35	30	770	291	371.3	2.91	494070	10980	36.5	6290	15820	1050	6.53	1290	29450000.
1000	1000	300	19	36	30	863	314	400	3.11	644750	12890	40.1	7430	16280	1090	6.38	1432	37640000.

نمبر	ابعاد						G	A	U	شخصیات نسبت به محورهای اصلی								
	d	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	h <sub>1</sub>				I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	J	C <sub>w</sub>	
																		mm
100	120	106	12	20	12	56	41.8	53.2	0.619	1143	190	4.63	118	399	75	2.74	76.4	9930.
120	140	126	12.5	21	12	74	52.1	66.4	0.738	2016	288	5.51	175	703	112	3.25	105	24790.
140	160	146	13	22	12	92	63.2	80.6	0.835	3291	411	6.39	247	1144	157	3.77	140	54330.
160	180	166	14	23	15	104	76.2	97.1	0.970	5098	566	7.25	337	1759	212	4.26	184	108100.
180	200	186	14.5	24	15	122	88.9	113.3	1.09	7483	748	8.13	442	2580	277	4.77	234	199300.
200	220	206	15	25	18	134	103	131.3	1.20	10640	967	9.00	568	3651	354	5.27	292	346300.
220	240	226	15.5	26	18	152	117	149.4	1.32	14610	1220	9.69	710	5012	444	5.79	360	572700.
240	270	246	18	32	21	164	157	199.6	1.46	24290	1800	11.0	1060	8153	657	6.39	727	1152000.
260	290	268	18	32.5	24	177	172	219.6	1.57	31310	2160	11.9	1260	10450	780	6.90	821	1728000.
280	310	288	18.5	33	24	196	189	240.2	1.69	39550	2550	12.8	1480	13160	914	7.40	927	2520000.
300C	320	305	16	29	27	208	177	225.1	1.78	40950	2560	13.5	1460	13740	901	7.81	665	2903000.
300	340	310	21	39	27	208	238	303.1	1.83	59200	3480	14.0	2040	19400	1252	8.00	1634	4386000.
320	359	309	21	40	27	225	245	312.0	1.87	68140	3800	14.8	2220	19710	1280	7.95	1756	5004000.
340	377	309	21	40	27	243	248	315.8	1.90	76370	4050	15.6	2360	19710	1280	7.90	1763	5584000.
360	395	308	21	40	27	261	250	318.8	1.93	84870	4300	16.3	2490	19520	1270	7.83	1764	6137000.
400	432	307	21	40	27	296	256	325.8	2.00	104100	4820	17.9	2790	19340	1260	7.70	1773	7410000.
450	478	307	21	40	27	344	263	335.4	2.10	131500	5500	19.6	3170	19340	1260	7.59	1791	9251000.
500	524	306	21	40	27	390	270	344.3	2.18	161900	6180	21.7	3550	19160	1250	7.46	1803	11190000.
550	572	306	21	40	27	438	278	354.4	2.28	198000	6920	23.6	3970	19160	1250	7.35	1822	13520000.
600	620	305	21	40	27	486	285	363.7	2.37	237400	7660	25.6	4390	18980	1240	7.22	1835	15910000.
650	668	305	21	40	27	534	293	373.7	2.47	281700	8430	27.5	4830	18980	1240	7.13	1854	18850000.
700	716	304	21	40	27	582	301	383.0	2.56	329300	9200	29.3	5270	18800	1240	7.01	1867	21400000.
800	814	303	21	40	30	674	317	404.3	2.75	442600	10670	33.1	6240	18630	1230	6.79	1899	27780000.
900	910	302	21	40	30	770	333	423.6	2.93	570400	12540	36.7	7220	18450	1220	6.60	1931	34750000.
1000	1006	302	21	40	30	868	349	444.2	3.13	722300	14330	40.3	8280	18460	1220	6.45	1969	43010000.



نمبر IPB V

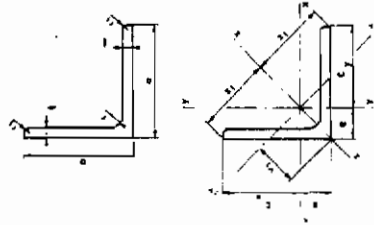


### نیم رخ UNP

تختیبه داخلی بال تا نیمه 30 %  
 بهترین از نیمه 30 5%

نیم رخ	ابعاد						G	A	U	مركز ثقل		مختصات نسبت به محورهای مختصی						J	S	C <sub>w</sub>	
	d	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>				h <sub>1</sub>	e	C <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	R <sub>x</sub>	Q	I <sub>y</sub>				S <sub>y</sub>
80	80	45	6	8	8	4	8.64	11.0	0.312	1.45	3.05	106	26.5	3.10	15.9	19.4	6.36	1.33	2.20	1.24	168.
100	100	50	6	8.5	8.5	4.5	10.6	13.5	0.372	1.55	3.45	206	41.2	3.91	24.5	29.3	8.49	1.47	2.91	1.40	414.
120	120	55	7	9	9	4.5	13.4	17.0	0.434	1.60	3.90	364	60.7	4.62	36.3	43.2	11.1	1.59	4.22	1.44	900.
140	140	60	7	10	10	5	16.0	20.4	0.489	1.75	4.25	605	86.4	5.45	51.4	62.7	14.6	1.75	5.91	1.63	1800.
160	160	65	7.5	10.5	10.5	5.5	18.8	24.0	0.546	1.84	4.66	925	116	6.21	68.8	85.3	18.3	1.89	7.67	1.74	3260.
180	180	70	8	11	11	5.5	22.0	28.0	0.611	1.92	5.08	1350	150	6.95	89.6	114	22.4	2.02	9.80	1.84	5570.
200	200	75	8.5	11.5	11.5	6	25.3	32.2	0.661	2.01	5.49	1910	191	7.70	114	148	27.0	2.14	12.35	1.94	9070.
220	220	80	9	12.5	12.5	6.5	29.4	37.4	0.718	2.14	5.86	2690	245	8.48	146	197	33.6	2.26	16.67	2.07	14600.
240	240	85	9.5	13	13	6.5	33.2	42.3	0.775	2.23	6.27	3600	300	9.22	179	248	39.6	2.42	20.42	2.20	22100.
260	260	90	10	14	14	7	37.9	48.3	0.834	2.36	6.64	4820	371	9.99	221	317	47.7	2.56	26.62	2.31	33300.
280*	280	95	10	15	15	7.5	41.8	53.3	0.890	2.53	6.97	6276	450	10.9	266	390	57.2	2.75	32.68	2.51	48500.
300	300	100	10	16	16	8	46.2	58.8	0.950	2.70	7.30	8030	535	11.7	316	495	67.8	2.90	39.86	2.72	69100.
320	320	100	14	17.5	17.5	8.75	59.5	75.8	0.982	2.60	7.4	10870	679	12.1	413	597	80.6	2.81	66.70	2.22	96100.
350	350	100	14	16	16	8	60.6	77.3	1.047	2.40	7.6	12840	734	12.9	459	570	75.0	2.72	61.20	2.05	114000.
380	380	102	13.5	16	16	8	63.1	80.4	1.110	2.38	7.82	15760	829	14.0	507	615	78.7	2.77	59.10	2.20	146000.
400	400	110	14	18	18	9	71.8	91.5	1.132	2.65	8.35	20350	1020	14.9	618	846	102	3.04	81.60	2.46	221000.

ابعاد			مشخصات نسبت به			مشخصات نسبت به محورهای مختصات												
a mm	t mm	r mm	r <sub>1</sub> mm	G kg	A cm <sup>2</sup>	U m <sup>2</sup> /m	e cm	xx-yy			zz			yy				
								$I_{x-x}$ cm <sup>4</sup>	$I_{y-y}$ cm <sup>4</sup>	$I_{x-y}$ cm <sup>4</sup>	$Z_1$ cm	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$\frac{I_z}{Z_1^3}$ cm <sup>3</sup>	$r_z$ cm	$V_1$ cm	$I_v$ cm <sup>4</sup>	$\frac{I_v}{V_1^3}$ cm <sup>3</sup>	$r_v$ cm
20	2.5*	3	1.5	0.74	0.95	104.0	0.58	0.34	0.24	0.58	1.41	0.53	0.37	0.75	0.82	0.14	0.17	0.38
	3	4	2	0.88	1.13	87.5	0.60	0.39	0.26	0.59	1.41	0.61	0.44	0.74	0.84	0.16	0.19	0.38
	4	4	2	1.14	1.46	67.6	0.63	0.49	0.36	0.58	1.41	0.77	0.55	0.72	0.90	0.21	0.23	0.38
25	2.5*	3	1.5	0.94	1.20	103.2	0.70	0.69	0.38	0.75	1.77	1.10	0.62	0.95	1.00	0.28	0.28	0.48
	3	4	2	1.12	1.43	86.6	0.72	0.80	0.45	0.75	1.77	1.26	0.72	0.94	1.02	0.33	0.33	0.46
	4	4	2	1.46	1.86	66.5	0.76	1.01	0.58	0.74	1.77	1.60	0.91	0.93	1.07	0.43	0.40	0.48
	5	4	2	1.78	2.27	54.5	0.80	1.20	0.71	0.73	1.77	1.89	1.06	0.91	1.13	0.52	0.46	0.48
30	3	5	2.5	1.36	1.74	116	0.84	1.40	0.65	0.90	2.12	2.23	1.06	1.13	1.18	0.58	0.49	0.58
	4	5	2.5	1.78	2.27	65.2	0.88	1.80	0.85	0.89	2.12	2.85	1.34	1.12	1.24	0.75	0.61	0.58
	5	5	2.5	2.18	2.78	53.3	0.92	2.16	1.04	0.88	2.12	3.41	1.61	1.11	1.30	0.92	0.71	0.57
35	3.5*	3.5	1.75	1.85	2.35	136	0.98	2.63	1.04	1.06	2.47	4.03	1.63	1.33	1.39	1.18	0.85	0.71
	4	5	2.5	2.10	2.67	64.8	1.00	2.95	1.16	1.05	2.47	4.68	1.89	1.33	1.42	1.23	0.86	0.68
	5	5	2.5	2.57	3.28	53.0	1.04	3.56	1.45	1.04	2.47	5.64	2.28	1.31	1.48	1.49	1.01	0.67
	6*	5	2.5	3.04	3.87	44.7	1.08	4.14	1.71	1.04	2.47	6.50	2.63	1.30	1.53	1.77	1.16	0.68
40	4	6	3	2.42	3.08	155	1.12	4.47	1.55	1.21	2.83	7.09	2.50	1.52	1.58	1.66	1.17	0.70
	5	6	3	2.97	3.79	52.2	1.16	5.43	1.91	1.20	2.83	8.60	3.05	1.51	1.64	2.26	1.37	0.77
	6	6	3	3.52	4.48	44.0	1.20	6.31	2.26	1.19	2.83	9.98	3.53	1.49	1.70	2.65	1.56	0.77
45	4.5*	7	3.5	3.04	3.90	174	1.26	7.15	2.20	1.37	3.18	11.3	3.55	1.70	1.79	2.95	1.65	0.87
	5	7	3.5	3.38	4.30	51.5	1.28	7.84	2.43	1.35	3.18	12.4	3.90	1.70	1.81	3.26	1.80	0.87
	6	7	3.5	4.00	5.09	43.5	1.32	9.16	2.88	1.34	3.18	14.5	4.56	1.69	1.87	3.82	2.05	0.87
	7*	7	3.5	4.60	5.86	37.8	1.36	10.4	3.31	1.33	3.18	16.4	5.16	1.67	1.92	4.39	2.29	0.87
50	5	7	3.5	3.77	4.80	194	1.40	11.0	3.05	1.51	3.54	17.4	4.91	1.90	1.99	4.54	2.29	0.97
	6	7	3.5	4.47	5.69	43.4	1.45	12.8	3.61	1.50	3.54	20.3	5.76	1.89	2.04	5.33	2.61	0.97
	7	7	3.5	5.15	6.56	37.7	1.45	14.6	4.16	1.49	3.54	23.1	6.52	1.88	2.10	6.11	2.91	0.96
6	7	3.5	5.62	7.41	33.3	1.52	16.3	4.68	4.68	1.48	3.54	25.7	7.26	1.86	2.16	6.87	3.19	0.96
9*	/	3.5	6.47	8.24	30.0	1.56	17.9	5.20	5.20	1.47	3.54	28.1	7.94	1.85	2.21	7.17	3.47	0.97



نیمرخ بستنی

نیمرخ بنتی

ابعاد					G	A	U	مختصات نسبت به				مختصات نسبت به محورهای مختص							
d	t	r	r <sub>1</sub>	kg				cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	e	$I_x = I_y$	$I_x = I_y$	r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub>	Z <sub>1</sub>	محور VV		محور ZZ	
mm	mm	mm	mm		cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	$\frac{I_z}{Z_1}$	cm	cm	cm <sup>4</sup>	$\frac{I_y}{V_1}$	cm
55*	5.5	8	4	4.54	5.82	0.213	46.9	1.54	16.3	4.10	1.67	3.89	25.8	6.63	2.10	2.20	6.75	3.06	1.02
	6	8	4	4.95	6.31		43.0	1.56	17.3	4.40	1.66	3.89	27.4	7.04	2.08	2.21	7.24	3.28	1.07
	7	8	4	5.68	7.27		37.5	1.60	19.7	5.05	1.64	3.89	31.1	8.00	2.06	2.26	8.29	3.67	1.06
	8	8	4	6.46	8.23		33.0	1.64	22.1	5.72	1.64	3.89	34.8	8.95	2.06	2.32	9.35	4.03	1.07
60	6	8	4	5.42	6.91	0.233	43.0	1.69	22.8	5.29	1.82	4.24	36.2	8.51	2.29	2.39	9.43	3.95	1.17
	7*	8	4	6.26	7.98		37.2	1.72	25.7	6.02	1.79	4.24	40.7	9.60	2.26	2.43	10.7	4.40	1.16
	8	8	4	7.09	9.03		32.9	1.77	29.2	6.89	1.80	4.24	46.2	10.9	2.26	2.50	12.2	4.86	1.16
	8	8	4	8.69	11.1		26.8	1.85	34.9	8.41	1.78	4.24	55.1	13.0	2.23	2.61	14.8	5.67	1.16
65*	7	8	4.5	6.33	8.70	0.252	36.9	1.85	33.4	7.18	1.96	4.60	53.0	11.5	2.47	2.62	13.8	5.27	1.26
	9	9	4.5	8.62	11.0		25.3	1.93	41.3	9.04	1.94	4.60	65.4	14.2	2.44	2.73	17.2	6.30	1.25
	11	9	4.5	10.30	13.2		24.5	2.00	48.3	10.8	1.91	4.60	76.8	16.7	2.42	2.83	20.7	7.31	1.25
70	7	9	4.5	7.38	9.40	0.272	36.9	1.97	42.3	8.41	2.12	4.95	67.1	13.5	2.67	2.79	17.5	6.27	1.35
	8	9	4.5	8.36	10.6		32.6	2.01	47.5	9.52	2.11	4.95	75.3	15.2	2.66	2.85	19.7	6.91	1.36
	9*	9	4.5	9.34	11.9		29.1	2.05	52.6	10.6	2.10	4.95	83.1	16.8	2.64	2.90	22.0	7.59	1.35
	10	9	4.5	10.30	13.1		26.4	2.09	57.2	11.7	2.09	4.95	90.5	18.2	2.63	2.96	23.9	8.10	1.35
	11*	9	4.5	11.20	14.3		24.3	2.13	61.8	12.7	2.08	4.95	97.6	19.7	2.61	3.01	26.0	8.64	1.35
75*	8	10	5	9.03	11.5	0.291	32.2	2.13	58.9	11.0	2.26	5.30	93.3	17.6	2.85	3.01	24.4	8.11	1.46
	9	10	5	10.07	12.8		28.9	2.17	65.1	12.2	2.26	5.30	103	19.4	2.84	3.07	27.1	8.81	1.46
	10	10	5	11.10	14.1		26.2	2.21	71.4	13.5	2.25	5.30	113	22.4	2.83	3.12	29.8	9.55	1.45
80	8	10	5	9.66	12.3	0.311	32.2	2.26	72.2	12.6	2.43	5.66	115	20.3	3.06	3.19	29.9	9.36	1.56
	9*	10	5	10.8	13.7		28.8	2.31	80.7	14.2	2.43	5.66	128	22.6	3.06	3.24	33.6	10.3	1.56
	10	10	5	11.9	15.1		26.1	2.34	87.5	15.4	2.41	5.66	139	24.6	3.03	3.30	36.3	11.0	1.55
	12	10	5	14.1	17.9		22.1	2.41	102	18.2	2.39	5.66	161	28.4	3.00	3.41	42.7	12.5	1.55

ابعاد					مختصات نسبت به					مختصات نسبت به محورهای اصلی									
					XX=YY					محور ZZ					محور VV				
a	t	r	T <sub>1</sub>	G	A	U	cm	$I_x = I_y$ cm <sup>4</sup>	$I_x = I_y$ cm <sup>3</sup>	$r_x = r_y$ cm	Z <sub>1</sub> cm	I <sub>Z</sub> cm <sup>4</sup>	$\frac{I_Z}{Z_1}$ cm <sup>3</sup>	r <sub>Z</sub> cm	V <sub>1</sub> cm	I <sub>V</sub> cm <sup>4</sup>	$\frac{I_V}{V_1}$ cm <sup>3</sup>	r <sub>V</sub> cm	
90	9	11	5.5	12.2	15.5	0.351	26.8	2.54	116	17.9	2.73	6.36	184	28.9	3.44	3.59	47.8	13.3	1.76
	10	11	5.5	13.4	17.1		26.2	2.58	127	19.8	2.72	6.36	201	31.6	3.43	3.65	52.5	14.4	1.75
	11*	11	5.5	14.7	16.7		23.9	2.62	138	21.6	2.72	6.36	218	34.3	3.41	3.70	57.1	15.4	1.75
	12	11	5.5	15.9	20.3		22.1	2.66	148	23.3	2.70	6.36	234	36.8	3.40	3.76	61.7	16.4	1.74
	13*	11	5.5	17.1	21.8		20.5	2.70	158	25.1	2.69	6.36	250	39.3	3.39	3.81	65.9	17.3	1.74
100	10	12	6	15.1	19.2	0.390	25.8	2.82	177	24.6	3.04	7.07	280	39.6	3.83	3.99	72.9	18.3	1.95
	12	12	6	17.8	22.7		21.9	2.90	207	29.1	3.02	7.07	326	46.4	3.80	4.11	85.7	20.9	1.94
	14*	12	6	20.6	26.2		18.9	2.98	235	33.5	3.01	7.07	372	52.6	3.77	4.21	98.3	23.3	1.94
	15	12	6	21.9	27.9		17.8	3.02	249	35.6	2.96	7.07	393	55.6	3.75	4.27	104	24.4	1.93
110*	10	12	6	16.6	21.2	0.430	25.9	3.07	239	30.1	3.36	7.78	379	48.7	4.23	4.34	98.6	22.7	2.16
	12	12	6	19.7	25.1		21.9	3.15	280	35.7	3.34	7.78	444	57.1	4.21	4.45	116	26.1	2.15
120	11*	13	6.5	19.9	25.4	0.469	23.6	3.15	341	39.5	3.66	8.49	541	63.7	4.62	4.75	140	29.5	2.35
	12	13	6.5	21.6	27.5		21.7	3.40	368	42.7	3.65	8.49	584	68.8	4.60	4.80	152	31.5	2.35
	13*	13	6.5	23.3	29.7		20.1	3.44	394	46.0	3.64	8.49	625	73.6	4.59	4.86	162	33.3	2.34
	14*	13	6.5	25.0	31.8		18.8	3.47	420	49.2	3.63	8.49	665	78.4	4.57	4.91	174	35.4	2.34
130*	15	13	6.5	26.6	33.9		17.6	3.51	445	52.4	3.62	8.49	705	83.0	4.56	4.97	185	37.1	2.33
	12	14	7	23.6	30.0	0.508	21.5	3.64	472	50.4	3.97	9.19	750	81.6	5.00	5.15	194	37.7	2.54
	14	14	7	27.2	34.7		18.7	3.72	540	56.2	3.94	9.19	857	93.3	4.97	5.26	223	42.4	2.53
140*	13	15	7.5	27.5	35.0	0.547	19.9	3.92	638	63.3	4.27	9.90	1010	103	5.38	5.54	262	47.3	2.74
	15	15	7.5	31.4	40.0		17.4	4.00	723	72.3	4.25	9.90	1150	116	5.36	5.66	298	52.7	2.73
150	17	15	7.5	35.3	45.0		15.5	4.08	805	81.2	4.23	9.90	1280	129	5.33	5.77	334	57.9	2.72
	14*	16	8	31.6	40.3	0.586	18.6	4.21	845	76.2	4.58	10.6	1340	126	5.77	5.95	347	58.3	2.94
	15	16	8	33.8	43.8		17.3	4.25	898	83.5	4.57	10.6	1430	135	5.76	6.01	370	61.6	2.93
	16*	16	8	35.9	45.7		16.3	4.29	949	88.7	4.56	10.6	1510	143	5.74	6.07	391	64.4	2.93
	16	16	8	40.1	51.0		14.6	4.37	1050	98.7	4.54	10.6	1670	157	5.71	6.17	435	70.4	2.92

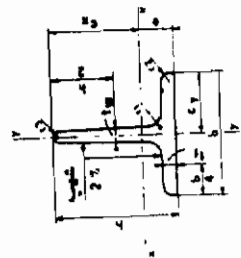
نیمرخ نبشی

ابعاد				G	A	U	مختصات نسبت به محور				مختصات نسبت به محورهای عینیتی								
a	t	r	r <sub>1</sub>				e	$I_x = I_y$ cm <sup>4</sup>	$I_x = I_y$ $r_x = r_y$ cm <sup>3</sup>	Z <sub>1</sub>	$I_2$ cm <sup>4</sup>	$\frac{I_2}{Z_1}$ cm <sup>3</sup>	R <sub>2</sub>	V <sub>1</sub>	$I_v$ cm <sup>4</sup>	$\frac{I_v}{V_1}$ cm <sup>3</sup>	R <sub>v</sub>		
160*	15	17	8.5	36.2	46.1	0.626	17.3	4.49	1100	95.6	4.88	11.3	1750	155	6.15	6.35	453	71.3	3.14
	17	17	8.5	40.7	51.8		15.4	4.57	1230	108	4.86	11.3	1950	173	6.13	6.46	506	78.3	3.13
180	15	18	9	40.9	52.1	0.705	17.2	4.98	1590	122	5.52	12.7	2520	198	6.96	7.05	653	92.6	3.54
	18	18	9	48.6	61.9		14.5	5.10	1870	145	5.49	12.7	2960	234	6.92	7.22	768	106	3.52
	18	18	9	53.7	68.3		13.1	5.18	2040	159	5.47	12.7	3240	257	6.89	7.33	843	115	3.51
200	20	18	9	59.9	76.3	0.785	13.1	5.68	2850	199	6.11	14.1	4530	322	7.70	8.04	1170	146	3.92
	24	18	9	71.1	90.6		11.0	5.84	3330	235	6.06	14.1	5280	374	7.64	8.26	1380	167	3.90
	28*	18	9	82.0	104.5		9.6	5.99	3784	270	6.02	14.1	5989	425	7.57	8.47	1573	186	3.88
	30*	18	9	87.6	111.4		9.0	6.06	4002	287	6.00	14.1	6323	448	7.53	8.57	1681	196	3.88

دیتاه جدول پیوسته

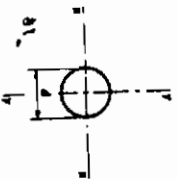


ابعاد										شخصیات نسبت به محورهای مختصی										
b	h	t <sub>h</sub>	t <sub>f</sub>	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	r <sub>3</sub>	G	A	U'	محور xx					محور yy					
										e	C <sub>x</sub>	I <sub>x</sub> <sup>4</sup>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	C <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	J	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	
20	20	3	3	3	1.5	1	0.88	1.12	0.08	85.2	0.58	1.42	0.38	0.27	0.58	1.00	0.20	0.20	0.42	0.037
25*	25	3	3	3	2	1	1.11	1.41	0.10	79.0	0.735	1.765	0.82	0.46	0.76	1.25	0.41	0.33	0.54	0.059
25	25	3.5	3.5	3.5	2	1	1.29	1.64	0.10	72.9	0.73	1.77	0.87	0.49	0.73	1.25	0.43	0.34	0.51	0.074
30	30	4	4	4	2	1	1.77	2.26	0.12	64.5	0.85	2.15	1.72	0.80	0.87	1.50	0.87	0.58	0.62	0.134
35	35	4.5	4.5	4.5	2.5	1	2.33	2.97	0.14	57.1	0.99	2.51	3.10	1.23	1.04	1.75	1.57	0.90	0.73	0.223
40	40	5	5	5	2.5	1	2.96	3.77	0.16	51.7	1.12	2.88	5.28	1.81	1.18	2.00	2.58	1.29	0.83	0.350
45	45	5.5	5.5	5.5	3	1.5	3.67	4.67	0.16	46.6	1.26	3.24	8.13	2.51	1.32	2.25	4.01	1.78	0.93	0.523
50	50	6	6	6	3	1.5	4.44	5.66	0.20	43.0	1.39	3.61	12.1	3.36	1.46	2.5	6.06	2.42	1.03	0.757
60	60	7	7	7	3.5	2	6.23	7.94	0.24	36.6	1.66	4.34	23.8	5.43	1.73	3.0	12.2	4.07	1.24	1.45
70	70	8	8	8	4	2	8.32	10.6	0.28	32.2	1.94	5.06	44.5	8.79	2.05	3.5	22.1	6.32	1.44	2.52
80	80	9	9	9	4.5	2	10.7	13.6	0.32	28.7	2.22	5.78	73.7	12.8	2.33	4.0	37.0	9.25	1.65	4.11
100	100	11	11	11	5.5	3	16.4	20.5	0.40	23.4	2.74	7.26	179	24.6	2.92	5.0	88.3	17.7	2.05	9.38
120	120	13	13	13	6.5	3	23.2	29.6	0.48	19.8	3.28	8.72	366	42.0	3.51	6.0	178	29.7	2.45	18.6



نیرخ سه‌ری

طر							طر						
d	G	A	$I_x$	$S_x = \frac{I_x}{d/2}$	$I_p$	$\frac{I_p}{d/2}$	d	G	A	$I_x$	$S_x = \frac{I_x}{d/2}$	$I_p$	$\frac{I_p}{d/2}$
mm	kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	mm	kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
5	0.154	0.196	0.003068	0.01227	0.006136	0.02454	17	1.781	2.27	0.4100	0.4823	0.8200	0.9646
5.5	0.186	0.238	0.004492	0.01633	0.008984	0.03267	17.5	1.888	2.40	0.4604	0.5261	0.9207	1.052
6	0.222	0.283	0.006362	0.02121	0.012724	0.04242	18	1.997	2.54	0.5153	0.5726	1.0306	1.145
6.5*	0.260	0.332	0.008762	0.02696	0.017524	0.05392	18.5	2.110	2.69	0.5750	0.6216	1.1499	1.243
7	0.302	0.385	0.01179	0.03367	0.02358	0.06734	19	2.225	2.83	0.6397	0.6734	1.2794	1.347
7.5*	0.347	0.441	0.01553	0.04141	0.03106	0.08282	19.5	2.344	2.98	0.7097	0.7279	1.4194	1.456
8	0.398	0.503	0.02011	0.05027	0.04022	0.10054	20	2.466	3.14	0.7854	0.7854	1.5708	1.571
8.5*	0.445	0.567	0.02562	0.06029	0.05124	0.12058	20.5	2.591	3.30	0.8669	0.8457	1.7338	1.691
9	0.499	0.636	0.03221	0.07157	0.06442	0.14314	21	2.718	3.46	0.9547	0.9092	1.9094	1.818
9.5*	0.556	0.709	0.03996	0.08417	0.07996	0.16834	21.5	2.850	3.63	1.0488	0.9757	2.0976	1.951
10	0.616	0.785	0.04909	0.09817	0.09818	0.19634	22	2.984	3.80	1.1499	1.045	2.2998	2.090
10.5*	0.679	0.866	0.05966	0.11364	0.11932	0.2273	22.5	3.121	3.97	1.2580	1.118	2.5160	2.236
11	0.746	0.95	0.07167	0.1307	0.14374	0.2614	23	3.261	4.15	1.3737	1.194	2.7474	2.398
11.5*	0.815	1.04	0.08585	0.14931	0.1717	0.2986	23.5	3.405	4.33	1.4970	1.274	2.9940	2.548
12	0.887	1.13	0.1018	0.1696	0.2036	0.3392	24	3.551	4.52	1.6286	1.357	3.2572	2.714
12.5*	0.963	1.22	0.1198	0.1917	0.2396	0.3834	24.5	3.700	4.71	1.7686	1.443	3.5372	2.887
13	1.042	1.33	0.1402	0.2157	0.2804	0.4314	25	3.853	4.91	1.9175	1.534	3.8350	3.068
13.5*	1.123	1.43	0.1630	0.2415	0.3260	0.4830	25.5	4.009	5.10	2.0755	1.628	4.1510	3.256
14	1.208	1.54	0.1886	0.2694	0.3772	0.5388	26	4.167	5.31	2.2432	1.726	4.4864	3.452
14.5	1.296	1.65	0.2170	0.2993	0.4340	0.5986	26.5	4.330	5.51	2.4207	1.827	4.8415	3.654
15	1.387	1.77	0.2485	0.3313	0.4970	0.6626	27	4.494	5.73	2.6087	1.932	5.2174	3.864
15.5	1.481	1.83	0.2833	0.3656	0.5666	0.7312	27.5*	4.662	5.94	2.8074	2.042	5.6148	4.084
16	1.578	2.01	0.3217	0.4021	0.6434	0.8042	28	4.833	6.16	3.0172	2.155	6.0344	4.310
16.5	1.678	2.14	0.3638	0.4410	0.7276	0.8820	28.5*	5.008	6.38	3.2385	2.272	6.0770	4.545



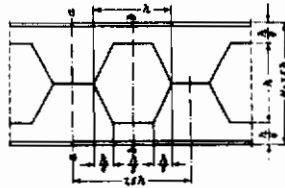
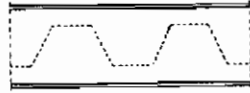
نیرسخت دایره

قطر		قطر											
d	G	A	$I_x$	$S_x = \frac{I_x}{d/2}$	$I_p$	$\frac{I_p}{d/2}$	d	G	A	$I_x$	$S_x = \frac{I_x}{d/2}$	$I_p$	$\frac{I_p}{d/2}$
mm	kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	mm	kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
29	5.185	6.61	3.4718	2.394	6.9437	4.788	50	15.413	19.63	30.6796	12.272	61.3592	24.544
29.5*	5.365	6.83	3.7175	2.520	7.4350	5.040	51*	16.03	20.42	33.208	13.023	66.417	26.045
30	5.549	7.07	3.9761	2.651	7.9522	5.302	52	16.67	21.23	35.890	13.804	71.781	27.608
31	5.925	7.55	4.5333	2.925	9.0666	5.850	53	17.32	22.06	38.732	14.616	77.464	29.232
31.5*	6.117	7.79	4.8329	3.068	9.6658	6.137	54	17.98	22.90	41.739	15.459	83.478	30.918
32	6.313	8.04	5.1472	3.217	10.2944	6.434	55	18.65	23.75	44.918	16.334	89.836	32.668
33	6.714	8.55	5.8214	3.528	11.6428	7.50	56	19.33	24.63	48.275	17.241	96.550	34.482
34	7.127	9.08	6.5597	3.859	13.1194	7.718	57*	20.03	25.51	51.816	18.181	103.632	36.362
35	7.552	9.62	7.3662	4.209	14.7324	8.418	58*	20.74	26.42	55.549	19.155	111.098	38.310
36	7.990	10.18	8.2448	4.580	16.4896	9.160	60	22.19	28.27	63.617	21.206	127.234	42.412
37	8.440	10.75	9.1998	4.973	18.3996	9.945	62*	23.70	30.19	72.533	23.398	145.065	46.796
38	8.902	11.34	10.2354	5.387	20.4708	10.774	63	24.47	31.17	77.327	24.548	154.654	49.096
39*	9.377	11.95	11.3561	5.824	22.7122	11.648	64*	25.25	32.17	82.355	25.736	164.710	51.472
40	9.864	12.57	12.5664	6.283	25.1328	12.566	65	26.05	33.18	87.624	26.961	175.248	53.922
41*	10.364	13.20	13.8709	6.766	27.7418	13.532	68	28.51	36.31	104.95	30.869	209.90	61.738
42	10.876	13.85	15.2745	7.274	30.5490	14.548	70	30.21	38.48	117.85	33.674	235.71	67.348
43*	11.399	14.52	16.7820	7.806	33.5640	15.612	72*	31.96	40.71	131.91	36.644	263.83	73.284
44	11.936	15.20	18.3984	8.363	36.7968	16.726	73	32.85	41.85	139.40	38.192	278.80	76.384
45	12.485	15.90	20.1289	8.946	40.2587	17.892	75	34.68	44.17	155.31	41.417	310.63	82.834
46*	13.046	16.62	21.9787	9.556	43.9574	19.112	78	37.51	47.78	181.69	46.589	363.39	93.178
47	13.619	17.35	23.9531	10.193	47.9062	20.386	80	39.46	50.26	201.06	50.265	402.12	100.530
48	14.205	18.10	26.0576	10.657	52.1152	21.714	83	42.47	54.10	232.96	56.135	465.92	112.270

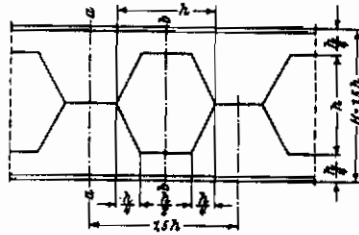
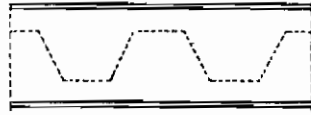
مساحة جدول مسطح دائري

قطر						
d	G	A	$I_x$	$S_x = \frac{I_x}{d}$	$I_p$	$\frac{I_p}{d^2}$
mm	kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
85	44.54	56.74	256.23	60.291	512.47	120.583
88	47.74	60.82	294.37	66.903	588.74	133.80
90	49.94	63.61	322.06	71.569	644.12	143.13
95	55.64	70.88	399.81	84.172	799.63	168.34
100	61.65	76.54	490.87	98.175	931.74	196.35
105	67.97	86.59	596.66	113.650	1193.30	227.30
110	74.60	95.03	718.63	130.671	1437.3	261.34
115	81.54	103.87	858.54	149.312	1717.0	298.62
120	88.78	113.09	1017.8	169.646	2035.7	339.29
125	96.33	122.72	1198.4	191.748	2396.81	383.49
130	104.19	132.73	1401.9	215.690	2803.9	431.38
135	112.36	143.14	1630.4	241.547	3260.9	483.09
140	120.84	153.93	1885.7	269.392	3771.4	538.78
145	129.62	165.13	2169.9	299.298	4339.8	598.59
150	138.72	176.71	2485.0	331.340	4970.0	662.68
155	148.12	188.69	2833.3	365.590	5666.6	731.18
160	157.83	201.06	3217.0	402.125	6434.0	804.25
165*	167.85	213.82	3638.3	441.012	7276.6	882.02
170	178.18	226.98	4099.8	482.332	8199.6	964.66
180	199.76	254.47	5153.0	572.555	10306	1145.10
190	222.57	283.53	6397.1	673.380	12794	1346.76
195	234.43	298.64	7097.5	727.953	14195	1455.90
200	246.61	314.16	7854.0	785.398	15708	1570.80
210	271.89	346.36	9546.5	909.195	19093	1818.39
220	298.40	380.13	11499.0	1045.364	22998	2090.72

دنباله جدول نيمرخ داييره



IPb	H mm	S mm	t mm	$V_a$ cm <sup>3</sup>	$A_b$ cm <sup>2</sup>	G kg/ I/5h	G kg/m	$I_{xa}$ cm <sup>4</sup>	$S_{xa}$ cm <sup>3</sup>	$I_{yb}$ cm <sup>4</sup>	$S_{ya}$ cm <sup>3</sup>	$U_{xa}$ cm <sup>3</sup>	$S_{xb}$ cm <sup>3</sup>
100	150	6	10	29.0	23.0	3.37	20.4	1140	152	1090	145	86.3	79.0
120	180	6.5	11	37.9	30.1	5.30	26.7	2170	241	2000	231	137	125
140	210	7	12	47.9	36.1	7.83	33.7	3770	359	3610	344	202	185
160	240	8	13	60.7	47.9	11.3	42.6	6230	519	5950	496	292	266
180	270	8.5	14	73.0	57.7	15.3	51.2	9540	706	9120	676	396	362
200	300	9	15	87.1	69.1	20.4	61.3	14150	943	13550	903	528	483
220	330	9.5	16	101	80.6	26.1	71.5	20050	1220	19200	1160	674	621
240	360	10	17	118	94.0	33.1	83.2	27860	1550	26700	1480	863	791
260	360	10	17.5	131	105	39.9	93.0	36780	1890	35320	1810	1050	963
280	420	10.5	18	146	116	47.8	103	47430	2260	43510	2170	1250	1150
300	450	11	19	166	133	58.2	117	61850	2750	59420	2640	1520	1400
320	480	11.5	20.5	179	143	67.3	127	75930	3160	72790	3030	1760	1610
340	510	12	21.5	191	151	76.3	134	90430	3550	86500	3390	1970	1800
360	540	12.5	22.5	204	159	85.9	142	106700	3950	101900	3770	2200	2000
400	600	13.5	24	225	171	105	155	143000	4770	135700	4520	2670	2400
450	675	14	26	250	187	132	171	198400	5680	167800	5560	3310	2950
500	750	14.5	28	275	203	161	187	266700	7110	251000	6710	4010	3560
550	825	15	29	295	213	190	199	341100	8270	320300	7760	4680	4120
600	900	15.5	30	317	224	223	212	428000	9510	400100	8890	5410	4710
650	975	16	31	338	234	258	225	528700	10850	492100	10090	6200	5350
700	1050	17	32	364	247	300	241	648200	12350	599600	11420	7100	6060
800	1200	17.5	33	404	264	379	262	911200	15100	836600	13940	8810	7410
900	1350	18.5	35	454	288	480	281	1262000	18700	1150000	17040	10940	9060
1000	1500	19	36	495	305	581	314	1657000	22100	1499000	19990	13020	10650



IPE	H mm	s mm	t mm	A <sub>a</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>b</sub> cm <sup>3</sup>	G kg/ 1/5h	G kg/m	I <sub>xa</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>xa</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>xb</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>xb</sub> cm <sup>3</sup>	Q <sub>xa</sub> cm <sup>3</sup>	Q <sub>xb</sub> cm <sup>3</sup>
80	120	3.8	5.2	9.16	6.12	0.718	6.00	206	34.3	189	31.6	20.0	17.0
100	150	4.1	5.7	12.4	8.25	1.21	8.10	437	58.2	403	53.7	33.9	28.8
120	180	4.4	6.3	15.8	10.6	1.86	10.4	809	89.9	746	82.8	52.2	44.2
140	210	4.7	6.9	19.7	13.1	2.70	12.9	1370	131	1270	121	75.8	64.3
160	240	5.0	7.4	24.1	16.1	3.78	15.8	2200	184	2030	169	106	90.1
180	270	5.3	8.0	26.7	19.1	5.06	18.3	3330	247	3070	228	142	121
200	300	5.6	8.5	34.1	22.9	6.70	22.4	4910	327	4540	302	189	161
220	330	5.9	9.2	39.9	26.9	8.63	26.2	6990	423	6460	392	243	208
240	360	6.2	9.8	46.5	31.7	11.0	30.7	9790	544	9070	504	312	267
270	405	6.6	10.2	54.8	37.0	14.6	36.1	14550	719	13470	665	412	352
300	450	7.1	10.7	64.5	43.2	19.0	42.2	21010	934	19410	863	536	456
330	495	7.5	11.5	75.0	50.2	24.3	49.1	29500	1200	27330	1100	686	584
360	540	8.0	12.7	87.1	58.3	30.8	57.1	40890	1510	37780	1400	869	740
400	600	8.6	13.5	102	67.3	39.7	66.3	58290	1940	53700	1790	1120	947
450	675	9.4	14.6	120	77.7	52.2	77.6	85430	2530	78290	2320	1470	1230
500	750	10.2	16.0	142	90.5	68.2	90.7	122400	3260	111800	2980	1900	1580
550	825	11.1	17.2	165	103	86.6	106	171100	4150	155700	3770	2420	2000
600	900	12.0	19.0	192	120	110	122	235300	5230	213700	4750	3060	2520





*Ferdowsi University of Mashhad*

*Publication No: 108*

# **STEEL STRUCTURES**

**Design and Behavior**

**Charles G. Salmon**

**John E. Johnson**

Volume One

**Translated by**

**F. IRANI**

Ferdowsi University Press

1989