www.SoftCivil.ir

سافت سیویل

مرجع دانلود فایل، پروژه و جزوه مهندسی عمران و معماری

و سایررشته های دانشگاهی

09393754001

آموزش نرم افزارهای مهندسی عمران

انجام پروژه های دانشگاهی فولاد و بتن

انجام محاسبات سازه

انجام سمینارهای مهندسی عمران در مقطع ارشد

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

طراحی به روش LRFD و ASD

بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

مدرس: دکتر گرامی
استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

پیشگفتار

درس طراحی سازه های فولادی از دروس اصلی دانشجویان رشته مهندسی عمران است. دانشجویان در طول دوره کارشناسی، پس از فراگیری دروس استاتیک، مقاومت مصالح و تحلیل سازه ها، با اصول طراحی آشنا می شوند.

کتابی که پیش رو دارید، با عنوان «**طراحی کاربردی سازه های فولادی(جلد اول)**»، حاصل بخشی از تجربیات، تحقیقات مولفین و ماحصل سالهای طولانی تدریس در دانشگاه های کشور است. تلاش برآن بوده تا ضمن تشریح مطالب، اصول و ضوابط طراحی با تکیه بر جنبه کاربردی آنها مورد بررسی قرار گیرد. از این رو مطالب این مجموعه، علاوه بر دانشجویان می تواند مورد توجه مهندسان شاغل در حرفه مهندسی عمران حرفه ای نیز قرار گیرد. با توجه به تغییرات مهم ویرایش سال ۱۳۹۲ در مبحث دهم مقررات ملی (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) و تاکید بر طراحی به روش LRFD ، مجموعهٔ حاضر بر مبنای روش طراحی LRFD منطبق بر ضوابط آیین‌نامه ایران بنا شده است.

این کتاب مشتمل بر هشت فصل است که سعی شده ارتباط مطالب آن با رعایت پیش نیاز و اولویت باشد.

در فصل اول، «**کلیاتی از اصول طراحی سازه های فولادی**» مورد بررسی قرار می گیرد. رئوس کلی این فصل شامل یادآوری نکات مهم در دروس استاتیک و مقاومت مصالح، بارگذاری و تحلیل سازه و آشنایی با روشهای طراحی سازه است. همچنین معایب، مزایا و ویژگی های فولاد مورد ارزیابی قرار می گیرد.

فصل دوم به «**طراحی قطعات کششی**» اختصاص دارد. در این فصل ضمن آشنایی با اصول و مبانی طرح نظری و آیین نامه ای، نحوه تعیین سطح مقطع خالص موثر، صلبیت قطعات کششی، چگونگی انتقال نیرو در اتصال قطعات کششی و محاسبه ضریب اتصال و اتصالات مفصلی اعضای کششی مورد بررسی قرار می گیرد. در انتهای این فصل، طراحی میل مهار در ساختمان های صنعتی ارائه می گردد. مثالهای گوناگون این فصل خواننده را با مفاهیم طرح قطعات کششی آشنا می کند.

«**طراحی قطعات فشاری**» موضوع فصل سوم است. در این فصل ضمن آشنایی با مبانی نظری پایداری ستون ها، مراحل گام به گام طراحی ستون های منفرد و بست دار (مرکب) ارائه می گردد. در انتهای فصل، ضوابط طرح لرزه ای ستونها بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مورد بحث و بررسی قرار می گیرد.

در فصل چهارم ، «**طراحی قطعات خمشی**» مطرح می گردد. این فصل به طراحی تیر با تعداد مهار جانبی بال فشاری، می‌پردازد. ضمناً کنترل برش وکنترل شرایط بهره برداری شامل کنترل تغییر مکان و ارتعاش تیرها، از سایر مطالب طرح شده در این فصل است. در انتهای فصل ضوابط طرح لرزه ای تیرها بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به بحث گذاشته می شود. مثالهای متنوعی در بخشهای مختلف این فصل ارائه شده است.

فصل پنجم که شامل «**مباحث تکمیلی در طراحی تیرها**» است، از تنوع مطالب برخوردار است. طرح تیرها با ورق تقویت، طرح تیرهای سراسری،کنترل های لازم در محل اعمال بارهای متمرکز و طرح تیرها تحت خمش دو محوره از زیر بخش های اصلی این فصل است.

در فصل ششم به «**طراحی تیرهای مرکب**» فولادی و بتنی پرداخته می شود. در این فصل ضمن آشنایی با نحوه طراحی تیرهای مرکب در دو حالت با و بدون شمع بندی، نحوه طراحی برشگیرها و کنترل تغییر مکان به همراه کنترل ارتعاش در تیرهای مرکب به بحث گذاشته می شود. در این فصل نیز، مثالهای کاربردی و متنوع موارد طراحی را روشن می‌سازد.

فصل هفتم به «**طراحی تیرستون ها**» اختصاص دارد. در این فصل ضمن بررسی روابط حاکم بر رفتار اعضاء خمشی ــفشاری، نکات جانبی و مراحل گام به گام طراحی آنها ارائه می گردد. وجود مثالهای متعدد و متنوع به جنبه آموزشی این فصل می افزاید.

در فصل هشتم، «**طراحی کف ستون**» مطرح می شود. مراحل گام به گام طراحی کف ستون ها در دو نوع مفصلی و گیردار و در دو حالت با و بدون سخت کننده ارائه می شود. در قسمت انتهایی فصل، نحوه طراحی کف ستون تحت خمش دو محوره و کف ستون های گوشه و کناری در ساختمان ها مطرح می گردد که از نکات جالب و جدیدی برخوردار است. در انتهای این فصل نیز ضوابط طرح لرزه ای کف ستونها از دیدگاه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مطرح می شود.

تهیه متن و بازسازی عکس‌ها و جداول این کتاب با همت سرکار خانم مهندس رضائی و آقای مهندس عسکریان صورت پذیرفت که جا دارد از دقت نظر به عمل آمده در تنظیم مطالب و اضافه کردن مثالهای کاربردی آن، تشکر و قدردانی گردد. لازم به ذکر است روند کلی انتخاب مطالب و ترتیب فصل بندی مشابه کتاب طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد اول و جلد دوم) می‌باشد. کتاب مذکور در دو مجلد توسط انتشارات دانشگاه سمنان در سال ۱۳۹۳ به چاپ رسید و تهیه مطالب آن با همت آقای مهندس خاتمی صورت پذیرفت.

در خاتمه از زحمات جناب آقای مهندس فرهنگ فرخ‌شاهی در تنظیم و تکمیل متن، بازخوانی کتاب و اعمال اصلاحات نهایی، تشکر و قدردانی می گردد.

بدیهی است که این مجموعه خالی از خطاهای علمی و چاپی نیست. تذکر کتبی دانشجویان، اساتید، محققان و مهندسان عزیز ما را در تصحیح چاپهای بعدی یاری نموده و موجب غنای بیشتر مطالب خواهد شد. لذا خواهشمند است هر گونه نقطه نظر اصلاحی و تکمیلی خود را به پست الکترونیکی اینجانب ارسال نمایید.

محسن گرامی

mgerami@semnan.ac.ir

زمستان ۱۳۹۹

پیش‌گفتار پاییز ۱۴۰۱

مطالب این جزوه متناسب با تغییرات انجام‌شده در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۴۰۱، در حال ویرایش و تکمیل می‌باشد.

گرامی ــ وقار

mgerami@semnan.ac.ir

پاییز ۱۴۰۱

فهرست مطالب

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک):

فصل ۱ ـ کلیاتی از اصول طراحی سازه‌های فولادی

فصل ۲ـ طراحی قطعات کششی

فصل ۳ـ طراحی قطعات فشاری

فصل ۴ـ طراحی قطعات خمشی

فصل ۵ـ مباحث تکمیلی در تیرها

فصل ۶ـ طراحی تیرهای مرکب

فصل ۷ـ طراحی تیر ستون

فصل ۸ـ طراحی کف ستون

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد دو):

فصل ۹ـ طراحی قطعات تحت پیچش

فصل ۱۰ـ طراحی اتصالات پیچ و مهره ای

فصل ۱۱ـ طراحی جوش

فصل ۱۲ـ طراحی اتصالات جوشی

فصل ۱۳ـ طراحی مهاربندها و اتصالات

مراجع

پیوست

فصل ۱

کلیات طراحی سازه‌های فولادی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

فصل ۱	**کلیات طراحی سازه‌های فولادی**	**۱**
۱-۱	پیشگفتار	۲
۱-۲	معرفی فولاد	۵
۱-۳	فولاد ساختمانی	۸
۱-۴	مشخصات فنی فولاد	۲۳
۱-۵	بارگذاری	۳۷
۱-۶	طراحی سازه	۴۰
۱-۷	تحلیل سازه، پیش‌نیاز طراحی	۴۲
۱-۸	آیین‌نامه‌های طراحی	۵۵
۱-۹	فلسفه یا روش طراحی	۵۷
۱-۱۰	واحدهای مورداستفاده	۶۵
۱-۱۱	توجهات لازم	۶۶
۱-۱۲	مسائل فصل اول	۶۷

۱-۱ پیشگفتار

طرح سازه مجموعه‌ای از هنر و علم مهندسی است که با بینش مجرب مهندسی از عملکرد سازه تحت اثر عوامل خارجی، عجین شده‌است. علوم استاتیک، دینامیک، مکانیک جامدات و تحلیل سازه‌ها به‌عنوان زیربنای دانش فنی موردنیاز در طراحی سازه قلمداد می‌شوند، تا بتوان به کمک آنها سازه‌ای ایمن، اقتصادی و بادوام طرح کرد. طراحی سازه‌ها تا حدود ۱۵۰ سال قبل و پیش از توسعه علوم مهندسی اصولاً بر خلاقیت و تجربه گذشتگان استوار بود. پس از آنکه اصول و مبانی حاکم بر رفتار سازه پیشرفت نمود، طراحی، روزبه‌روز شکل علمی‌تری به خود گرفت. امروزه دانش مهندسی، نقش اصلی را در تصمیمات طراحی ایفا می‌کند، تصمیماتی که مبنای آنها محاسبات سازه‌ای است. در حال حاضر توجه به حفظ پایداری و سلامت سازه در زلزله‌های شدید با استفاده از مفاهیم شکل‌پذیری جای خود را در ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی بازنموده است.

فولاد عنصری نسبتاً یکنواخت و همگن است که از آن در مهندسی سازه به‌عنوان عنصر باربر و یا انتقال‌دهنده بار به‌وفور استفاده می‌شود. مقاومت بالا، خاصیت شکل‌پذیری و نزدیک بودن مقاومت آن در تنش‌های کششی و فشاری باعث متمایز شدن آن به‌عنوان یک عنصر سازه‌ای از دیگر مصالح شده‌است. یک مهندس طراح سازه‌های فولادی علاوه بر لزوم اطلاع کامل از علم مکانیک سازه‌ها و ضوابط طراحی (که بعضاً توسط آیین‌نامه‌های معتبر تدوین شده‌است) شایسته است از خصوصیات مکانیکی فولادهایی که در طراحی اعضای سازه به کار می‌رود مطلع باشد.

فولاد به‌صورت سنگ آهن به‌وفور در طبیعت و معادن یافت می‌شود. از سنگ آهن (توسط عمل احیاء در کوره‌ی بلند کارخانه‌های ذوب آهن) آهن خام تولید شده و پس از دفع مواد زائد از آن و افزودن عناصری به آن، آلیاژهای مختلف را به‌صورت شمش فولادی در می‌آورند.

عناصر مختلفی برای بهبود خصوصیات مکانیکی (نظیر مقاومت، شکل‌پذیری، جوش‌پذیری و مقاومت در مقابل خوردگی) به آهن خام تصفیه شده اضافه می‌کنند که شامل کربن، مس، کرم، نیکل، منگنز، فسفر، سیلیکون، سیلیسیوم ـ تیتانیوم و وانادیوم می‌باشند. این آلیاژها علی‌رغم آنکه حداکثر ۳ درصد وزن فولاد را تشکیل می‌دهند ولی تأثیر بسیار زیادی در مشخصات مکانیکی فولاد دارند. کربن نقش اساسی در خواص مکانیکی فولاد دارد. افزایش کربن، مقاومت و تنش تسلیم فولاد را بالا برده ولی خاصیت شکل‌پذیری آن را کاهش داده و آن را ترد و شکننده می‌کند. آلیاژهایی که تا حدود ۲ درصد وزنی خود کربن دارند را فولاد و آلیاژهایی که بیش از ۲ درصد وزنی خود کربن دارند به‌عنوان چدن نامیده می‌شوند. فولادهای نرم و نیمه نرم بین ۰/۱۵ % تا ۰/۴ % کربن دارند درحالی‌که فولادهای سخت تا فوق‌العاده سخت می‌توانند بین ۰/۶% تا ۲% کربن داشته باشند.

افزایش کربن علاوه بر ایجاد تردی و شکنندگی در فولاد باعث کاهش استقامت آن در مقابل نیروهای ضربه‌ای و دینامیکی شده و خاصیت جوش‌پذیری آن را نیز به‌شدت کاهش می‌دهد.

مقدار کربن در فولادهای ساختمانی و صنعتی بین ۰/۱۷% تا ۰/۲۲% است و در پیچ‌های پرمقاومت و اعلا میزان کربن تا حدود ۰/۵۵% افزایش می‌یابد. هر یک از عناصر موجود در آلیاژ فولاد تأثیر زیادی بر خصوصیات مکانیکی و فیزیکی فولاد دارند. به‌عنوان مثال منگنز باعث افزایش مقاومت در مقابل ضربه و سایش و نیز شکل‌پذیری می‌شود درحالی‌که مولیبدن ضمن افزایش سختی و مقاومت

گرمایی فولاد باعث کاهش شکل‌پذیری آن خواهد شد. درهرحال عناصر غیرفلزی نظیر گوگرد، فسفر و سیلیسیوم در فولاد ساختمانی نبایستی از ۰/۱% زیادتر شود. به فولادهایی که کمتر از ۰/۵% وزنی آلیاژ داشته باشند فولاد کم‌آلیاژ گویند.

امروزه با توسعه علم مهندسی مواد و استاندارد شدن انواع مختلف فولاد با درصد آلیاژهای گوناگون امکان استفاده از فولادهای با مقاومت بالا در زمینه سازه‌های فلزی فراهم شده‌است. در حال حاضر استفاده از فولادهای مقاومت بالا در طراحی سازه‌های فولادی نیازمند آگاهی از تکنیک‌های خاص جوشکاری می‌باشد.

مهم‌ترین خاصیت فولاد مقدار تنش تسلیم یا تنش جاری‌شدن آن است که باتوجه‌به نمودار تنش ـ کرنش و توسط آزمایش کششی به دست می‌آید که با f_y نمایش می‌دهند.

باتوجه‌به اینکه ساختمان‌های احداثی در کشور ما در مناطق شهری، اکثراً به‌صورت اسکلت فلزی و یا بتنی بوده و ساختمان‌های بنایی با محدودیت‌های خاصی (طبق آیین‌نامه‌های ایران) ساخته می‌شوند، لازم است انتخاب نوع اسکلت باتوجه‌به مزایا و معایب این سازه‌ها صورت پذیرد. بطور کلی اگر سازه‌ای (چه فولادی و چه بتن مسلح) به‌درستی طراحی گردد و اجرای آن نیز صحیح انجام شود، از نظر مقاومت و عملکرد در طول زمان شرایط یکسانی داشته و تفاوت‌های زیر باتوجه‌به شرایط می‌تواند ایجاد شود.

۱-۱-۱ مزایای فولاد

الف- مقاومت زیاد

مقاومت زیاد فولاد این امکان را می‌دهد که از مقاطع فولادی با ابعاد کوچک‌تری در طراحی اعضاء استفاده شود و سازه‌های بزرگ با وزن کمتر ساخته شود. این ماده برای ساخت ساختمان‌های بلند، پل‌های طویل و دیگر سازه‌هایی که به وزن کم نیاز دارند و یا شرایط فونداسیون آنها ضعیف است، مناسب است. همچنین در دهانه‌های بزرگ سوله‌ها و ساختمان‌های مرتفع و ساختمان‌هایی که بر زمین‌های سست قرار می‌گیرند این مزیت فولاد حائز اهمیت است. در مواردی که کمبود فضا نقش مهمی را بازی می‌کند (به‌عنوان مصالح ساختمانی مناسب که اجازه ساخت مقاطع کوچک را می‌دهد) مورداستفاده قرار می‌گیرد.

ب- خواص ارتجاعی

خواص مفروض ارتجاعی فولاد با تقریب بسیار خوبی مصداق عملی دارد. فولاد تا تنش‌های بزرگی، از قانون هوک به‌خوبی پیروی می‌کند، مثلاً از اینرسی یک مقطع فولادی می‌توان با اطمینان در محاسبه استفاده نمود، حال‌آنکه در مورد مقطع بتنی ارقام مربوطه نیاز به اصلاح دارد.

پ- ضریب ارتجاعی

ضریب ارتجاعی نسبتاً زیاد فولاد، اجازه طرح و ساخت سازه‌هایی را می‌دهد که در آنها به‌سختی بالا با حداقل مصرف مصالح نیاز است. یعنی برای افزایش سختی در مواردی چون کنترل خیز سازه، کمانش و ارتعاش به‌جای استفاده از مصالح بیشتر (جهت افزایش سختی) از ضریب ارتجاعی بزرگ‌تر استفاده می‌شود. ضریب ارتجاعی فولاد حدوداً ۱۰ برابر بتن است.

ت- قابلیت چکش‌خواری

چکش خواری فولاد که قابلیت تحمل تغییر شکل‌های زیاد بدون شکست (در مقابل تنش‌های بالا) می‌باشد، از خصوصیات مهم فولاد است. این ویژگی یک کنترل برای ایمنی سازه و اعلام خطر است درصورتی‌که در سازه‌های ترد و شکننده، انهدام بدون اعلام خطر و ناگهانی صورت می‌گیرد.

ث- قابلیت تخریب، توسعه و گسترش

یکی از مزایای مهم ساختمان‌های فولادی قابلیت گسترش آنها می‌باشد، که به سادگی می‌توان به کمک اتصالات مناسب، سازه‌ها یا اعضایی را به سازه اصلی متصل کرد و سازه را توسعه داد. ضمناً تخریب یک سازه فولادی (برای احداث بنای جدید) نیز ساده‌تر است همچنین مصالح فلزی حاصل از تخریب را با رعایت شرایطی می‌توان دوباره استفاده کرد.

ج- شکل‌پذیری

یکی از خواص مهم مصالح فولادی، شکل‌پذیری آن است. این خاصیت در بهبود رفتار لرزه‌ای نقش مهمی دارد.

چ- خواص یکنواخت

فولاد در مقایسه با سایر مصالح ساختمانی از نظر شکل مولکولی و خواص، ماده بسیار یکنواخت و همگنی است که مقاومت آن نسبت به زمان تغییر نمی‌کند و پدیده خزش در آن رخ نمی‌دهد و در شرایط مناسب از دوام مطلوب برخوردار است.

ح- سهولت و سرعت ساخت و نصب

زمان احداث سازه‌های فولادی نسبت به سازه‌های بتنی کمتر است؛ بنابراین کاهش زمان ساخت که به‌عنوان یکی از پارامترهای اقتصادی یک طرح بهینه همواره مد نظر است باتوجه‌به امکان ساخت و نصب سریع سازه‌های فولادی میسر خواهد بود. سرعت نصب قطعات فلزی نسبت به اجرای قطعات بتنی مدت زمان کمتری می‌طلبد. ساخت قطعات فلزی در کارخانه و نصب آن در موقعیت و شرایط کارگاه با تمهیدات لازم به سهولت قابل اجراست.

خ- کاهش اتلاف مصالح

باتوجه‌به ساخت قطعات در کارخانه، پرت مصالح ورق فلزی در مرحلهٔ ساخت قابل‌کنترل است و از پرت مصالح می‌توان استفاده مجدد نمود.

۱-۱-۲ معایب فولاد

معایب فولاد عبارتند از:

الف- ضعف فولاد در درجه حرارت بالا

مقاومت فولاد با افزایش دما کاهش می‌یابد. روش سنتی مقابله با این نقص استفاده از یک لایه بتن در اطراف فولاد به منظور محافظت در برابر حریق است. روش نوین مقابله با این نقص استفاده از رنگ‌های ضدحریق یا پوشش‌های معدنی ضدحریق، می‌باشد. پوشش سطح خارجی فولاد با مصالح ضدحریق می‌تواند حدود چند ساعت تأثیر حریق بر فولاد را به تأخیر اندازد.

ب- خوردگی و فساد فلز در مقابل عوامل جوی

فولاد در برابر عوامل جوی، خورده شده و سطح مقطع آن کاهش می‌یابد، از این رو بایستی از فولاد در مقابل عوامل جوی محافظت نمود. برای جلوگیری از این مشکل ابتدا با روش ماسه‌پاشی (Sand blast) یا ساچمه زنی (Shot blast)، سطح فولاد را به‌صورت کاملاً صیقلی در می‌آورند و سپس روی آن رنگ مناسب می‌زنند تا خوردگی به حداقل برسد.

پ- سختی در اجرای اتصالات صلب جوشی

تأمین صلبیت گره‌های قاب خمشی در سازه‌های فولادی با دشواری بیشتری نسبت به گره‌های صلب بتنی همراه است که به دلیل نیاز به جوشکاری خاص در سازه‌های فولادی است.

ت- تمایل قطعات فشاری به کمانش

باتوجه‌به مقاومت زیاد قطعات فلزی، ابعاد مصرفی و ضخامت عناصر فلزی معمولاً کوچک است، از این‌رو تمایل به کمانش یکی از ضعف‌های فولاد به شمار می‌آید.

ث- نیاز به شارژ مالی اولیه

باتوجه‌به اینکه تهیه مصالح فولادی در ابتدای پروژه صورت می‌گیرد، بنابراین هزینه اولیه زیادی در ابتدای پروژه باید تأمین گردد (در سازه‌های بتن‌آرمه، به دلیل اجرای تدریجی طبقات، شارژ مالی کارگاه نیز به تدریج می‌تواند صورت گیرد).

۱-۲ معرفی فولاد

فولاد عنصری نسبتاً یکنواخت و همگن است که از آن در مهندسی سازه به‌عنوان عنصر باربر و یا انتقال‌دهنده بار به‌وفور استفاده می‌شود. مقاومت بالا، خاصیت شکل‌پذیری و یکسان بودن مقاومت آن در تنش‌های کششی و فشار، باعث متمایز شدن آن از دیگر مصالح سازه‌ای شده‌است. شایسته است مهندسین طراح سازه‌های فولادی، علاوه بر اطلاع کامل از علم مکانیک سازه‌ها و ضوابط طراحی که بعضاً توسط آیین‌نامه‌های معتبر تدوین شده‌است، از خصوصیات مکانیکی فولادهایی که در طراحی اعضای سازه به کار می‌رود نیز مطلع باشند.

۱-۲-۱ آلیاژ فولاد

فولاد به‌صورت سنگ آهن به‌وفور در طبیعت و معادن یافت می‌شود. از سنگ آهن توسط عمل احیاء در کوره‌ی بلند کارخانه‌های ذوب آهن، آهن خام تولید شده و پس از دفع مواد زائد و افزودن عناصری دیگر، آلیاژهای مختلف آن به‌صورت شمش فولادی تولید می‌گردند. تولید آهن تا سال ۱۹۵۴ میلادی تنها از طریق ذوب و احیای سنگ آهن در کوره‌ی بلند و با استفاده از ذغال، با مقدار کربن معین و تصفیه مواد مذاب آن به دست می‌آمد. پس از آن روش احیای مستقیم به کمک گازهای طبیعی، در صنایع فولادسازی نیز مورد توجه قرار گرفت.

امروزه با توسعه علم مهندسی مواد و استاندارد شدن انواع مختلف فولاد با درصد آلیاژهای گوناگون، امکان تولید فولادهای با مشخصات متفاوت با کاربرد در زمینه‌های صنعتی و ساختمان‌سازی فراهم شده‌است. عناصر مختلفی که برای بهبود خصوصیات مکانیکی نظیر مقاومت، شکل‌پذیری، جوش‌پذیری و مقاومت در مقابل خوردگی به آهن خام تصفیه شده اضافه می‌کنند شامل کربن، مس، کرم، نیکل، منگنز، فسفر، سیلیکون، سولندر ـ تیتانیوم و وانادیوم می‌باشند. هر یک از عناصر موجود در آلیاژ فولاد تأثیر زیادی بر خصوصیات مکانیکی و فیزیکی فولاد دارند.

آلیاژهایی که دارای حدود ۲% کربن هستند، فولاد و آلیاژهایی که مقدار کربن آنها بیش از این مقدار است به‌عنوان چدن نامیده می‌شوند.

در صنعت ریخته‌گری و تولید فلزات، دسته‌بندی‌های فولاد توسط استانداردهای مختلف بر اساس دو موضوع مقدار عناصر آلیاژ و کاربرد فولاد ارائه شده که طیف وسیعی از خانواده فولاد را در بر می‌گیرد. از برخی از آنها می‌توان به فولاد ضدزنگ، فولاد کربنی، فولاد آلیاژی، فولاد فنری و فولاد ابزاری اشاره نمود.

در صنعت ساختمان، فولاد نرمه (زیرمجموعه فولاد کربنی) و فولاد کم‌آلیاژ بیشترین کاربرد را دارند.

۱-۲-۲ تأثیر عناصر مختلف بر خواص فولاد

کربن و منگنز عمده‌ترین عناصری هستند که موجب افزایش مقاومت فولاد می‌شوند. با بالا رفتن درصد کربن فولاد، تنش تسلیم آن بالا رفته، شکل‌پذیری آن تقلیل یافته و جوش‌پذیری آن نقصان می‌یابد.

افزایش منگنز باعث افزایش مقاومت در مقابل ضربه و سایش و نیز شکل‌پذیری می‌شود درحالی‌که وجود مولیبدن ضمن افزایش سختی و مقاومت گرمایی فولاد، باعث کاهش شکل‌پذیری آن خواهد شد.

۱-۲-۳ فولاد کربنی

یکی از روش‌های رایج دسته‌بندی انواع فولاد، به ویژه در صنعت ساختمان، بر اساس میزان کربن آن است زیرا مقدار کربن، تاثیر زیادی در خواص آلیاژ فولاد دارد. افزایش کربن مقاومت و تنش تسلیم فولاد را افزایش داده ولی خاصیت شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد و آن را ترد و شکننده می‌کند. جوشکاری راحت و اقتصادی فولاد که بدون پیش‌گرمی، پس‌گرمی و یا الزام به‌کاربرد الکترودهای غیرمتعارف انجام می‌گیرد، عمدتاً زمانی انجام می‌گیرد که کربن فولاد کمتر از ۰/۳% باشد.

افزایش کربن علاوه بر ایجاد تردی و شکنندگی در فولاد، باعث کاهش استقامت آن در مقابل نیروهای ضربه‌ای و دینامیکی شده و خاصیت جوش‌پذیری را نیز به‌شدت کاهش می‌دهد. مقدار کربن در فولادهای ساختمانی و صنعتی بین % ۰/۱۷ تا % ۰/۲۲ است و در پیچ‌های پرمقاومت و اعلا میزان کربن تا حدود % ۰/۵۵ افزایش می‌یابد.

عناصر اصلی فولاد کربنی شامل آهن، کربن، منگنز، سیلیس و مس می‌باشند[۱]. دسته‌بندی متداول فولادهای کربنی به قرار زیر است:

- فولادهای با کمتر از % ۰/۱۵ کربن که مقاومت مطلوبی ندارند.
- فولاد کم‌کربن یا فولاد نرمه[۲]، که مقدار کربن در آنها بین % ۰/۱۵ تا % ۰/۳ است. فولاد نرمه از جمله ارزانترین فولادها بوده و به دلیل مقاومت کمتر و حساسیت بیشتر در برابر خوردگی، برای مصارفی که فولاد روکش یا رنگ شده و در سطح مقطع مناسب تولید می‌شود (مانند فولاد ساختمانی) مناسب است.
- فولاد با کربن متوسط[۳] یا فولاد اعلا، با % ۰/۳ تا % ۰/۶ کربن. به دلیل مقاومت بیشتر این فولاد، از آن در تولید چرخ‌دنده‌ها، ریل راه‌آهن و مواردی مشابه استفاده می‌شود.
- فولاد با کربن زیاد[۴]، با % ۰/۶ تا % ۱ کربن. از این نوع فولاد در ساخت فنر و کابل‌های دارای مقاومت زیاد استفاده می‌شود.
- فولاد با کربن خیلی زیاد[۵]، با % ۱/۲۵ الی % ۴ کربن که از آن در ساخت قطعات بسیار ظریف استفاده می‌شود. لازم به ذکر است برای تولید فولاد با کربن بیش از % ۲/۵ از تکنولوژی ریخته گری پودری یا PM[۶] استفاده می‌شود، در غیر این صورت آلیاژ فولادی با بیش از % ۲ کربن، معمولا در خانواده چدن طبقه‌بندی می‌شود.

۱-۲-۴ فولاد آلیاژی[۷]

از دید مقدار عناصر مورداستفاده در ساخت فولاد، آن را به دو دسته کم‌آلیاژ و پرآلیاژ تقسیم‌بندی می‌کنند که تفاوت آنها در مجموع درصد وزنی عناصر است. چنانچه عناصر آلیاژ تا % ۴ وزن آنرا در بر گیرند، جزو دسته کم‌آلیاژ طبقه‌بندی شده و در غیراین‌صورت زیرمجموعه دسته پرآلیاژ خواهد بود[۸]. فولاد مورداستفاده در صنعت ساختمان، فولاد کم‌آلیاژ می‌باشد. معمولا در متون سازه‌ای منظور از فولاد آلیاژی، فولاد کم‌آلیاژ است، مگر آنکه خلاف آن به طور صریح ذکر گردد. از نمونه‌های معروف فولاد پرآلیاژ می‌توان به «فولاد ضدزنگ ۱۸ــ۸» اشاره نمود که دارای % ۱۸ نیکل و % ۸ کرم می‌باشد.

---

[۱] انجمن آهن و فولاد امریکا یا AISI (American Iron and Steel Institute) برای فولاد کربنی تعریف خاصی دارد که در آن، برای برخی عناصر محدوده ای مشخص شده است.

[۲] برای فولاد کم کربن (Low-Carbon Steel) و فولاد نرمه (Mild Steel) در مراجع مختلف، تعاریف متفاوتی ذکر شده است.

[۳] Medium-Carbon Steel

[۴] High-Carbon Steel

[۵] Ultra-High-Carbon Steel

[۶] Powder Metallurgy

[۷] Alloy Steel

[۸] برخی منابع، این حد را % ۸ ذکر نموده‌اند.

به‌منظور دستیابی به تنش تسلیم بیشتر و در حدود ۵۵۰۰ تا ۷۶۰۰کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع، فولاد تحت عملیات تبرید و بازپخت قرار می‌گیرد. این نوع فولاد معمولاً دارای پله خمیری مشخص نیست. تبرید فولاد سبب ایجاد ساختاری بسیار سخت و محکم می‌گردد و بازپخت (اعمال حرارت دوباره به فولاد) موجب تقلیل مقاومت و سختی آن شده و شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد.

۱-۳ فولاد ساختمانی[۱]

فولادهای ساختمانی، به‌عنوان یکی از مصالح ساختمانی، به انواعی از فولاد اطلاق می‌شود که در صنعت ساختمان‌سازی به کار می‌روند[۲] که معمولا فولادهای کربنی، فولاد نرمه (زیرمجموعه فولاد کربنی) و فولاد کم‌آلیاژ بیشترین کاربرد را در صنعت ساختمان‌سازی دارند. جهت شناخت بهتر انواع فولاد ساختمانی، معمولا از دو مشخصه تنش تسلیم یا تنش جاری‌شدن و تنش‌نهایی یا تنش گسیختگی استفاده می‌شود[۳]. به‌عنوان مثال، تنش تسلیم فولاد نرمه بین ۲۲۰۰ تا ۲۶۰۰کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و تنش‌نهایی یا مقاومت گسیختگی آن بین ۳۴۰۰ تا ۳۸۰۰کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است.

تنش تسلیم فولادهای مقاوم در محدوده ۲۷۵۰ الی ۴۸۰۰کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است. این فولادها همانند فولاد کربنی دارای پله خمیری مشخصی هستند و علاوه بر کربن با فلزات دیگر نظیر کرم،کلسیم، مس، منگنز، نیکل، فسفر، مولیبدن، وانادیوم و غیره آلیاژ شده‌اند. با افزودن این آلیاژها و به دلیل تغییر ساختار مولکولی، مقاومت فولاد افزایش می‌یابد. در تولید این فولاد هیچگونه عملیات خاص حرارتی انجام نمی‌گیرد.

از منظر انواع شکل‌های تولید شده قطعات فولادی، می‌توان فولاد ساختمانی را به پروفیل‌های گرم‌نوردشده، پروفیلهای سردنوردشده، قطعات فولادی مصرفی در احداث سازه ساختمان‌های فولادی (پیچ مهاری داخل بتن، صفحات کف‌ستون، ستون، تیر، مهاربند، خرپا، لاپه، دستک، کلاف دیوار، پیچ، مهره، پرچ، پین و اتصالات)، الکترودهای مصرفی در عملیات جوشکاری و میلگرد مورداستفاده در ساخت بتن مسلح تقسیم‌بندی نمود. مشخصات فنی، ساختاری و ظاهری فولاد به کار رفته در مصالح نام‌برده، متفاوت بوده و به روش‌های مختلفی قابل تقسیم‌بندی هستند. به‌عنوان مثال، از دیدگاه روش تولید، در انواع گرم‌نوردشده، اصلاح شده در حالت سرد و آب‌داده، از دیدگاه شکل ظاهری در دو نوع ساده و آجدار و از دیدگاه جوش‌پذیری، به انواع جوش‌پذیر، جوش‌پذیر مشروط و جوش ناپذیر تقسیم‌بندی می‌گردند.

فولاد ساختمانی با مدول الاستیسیته ۲×۱۰^{۵} مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ و عموماً دو نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۲۵ تا ۲۳۵ مگاپاسکال، مقاومت کششی ۳۴۰ تا ۴۷۰ مگاپاسکال و کرنش گسیختگی حدود ۲۵ درصد و نوع ST52 با مقاومت تسلیم ۳۴۵ تا ۳۵۵ مگاپاسکال، مقاومت کششی ۴۹۰ تا ۶۳۰ مگاپاسکال و کرنش گسیختگی حدود ۲۱ درصد می‌باشد[۴].

---

[۱] Structural Steel

[۲] نکات اجرایی تهیه مصالح فولادی در بخش ×× ارائه شده است.

[۳] جهت آشنایی با مشخصات فنی فولاد به بخش ×× مراجعه شود.

[۴] مشخصات فولاد مصرفی در ساختمان مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و استاندارد ملّی ایران به شماره ۱۶۰۰ تعیین می‌گردد.

۱-۳-۱ پروفیل‌های گرم‌نوردشده

به دلیل واردات زیاد محصولات فولادی و تیرآهن نوردشده در سال‌های اخیر و شباهت ظاهری پروفیل‌های خارجی با محصولات داخلی، لازم است مشخصات فنی و اجرایی پروفیل‌های مورد تأیید در سازه، در مرحله تهیه و ورود به کارگاه، توسط مهندس مجری و ناظر مورد توجه قرار گیرند. بهتر است انحراف قطعات تهیه شده، مانند ریسمانی بودن، راست گوشه بودن انتها، پیچیدگی و تابیدگی در هنگام تهیه مورد توجه قرار گیرند. در صورت قرار گرفتن انحراف مذکور در محدوده غیرمجاز، لازم است برشکاری، خمکاری و صافکاری عضو، مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ای انجام گرفته و انحراف مورد نظر تا حد مجاز کاهش یابد. نمایی از نورد گرم پروفیل در شکل ۱ـ۱ نمایش داده‌شده‌است.



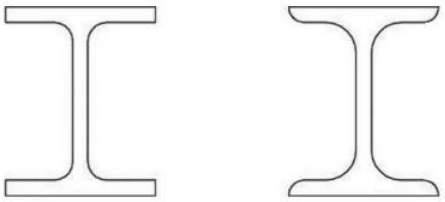
شکل ۱ـ۱ نورد گرم پروفیل

۱-۳-۱-۱ مشخصات پروفیل استاندارد

پروفیل‌های نوردشده کارخانه‌های داخلی دارای استاندارد تولید، مانند اصفهان و اهواز، مرغوبیت مورد انتظار را دارا بوده و دارای شناسنامه معتبر هستند. همچنین محصولات تولیدی آنها طبق ضوابط اداره استاندارد، در فواصل زمانی خاص کنترل می‌شود، درحالی‌که پروفیل‌های خارجی، معمولاً دارای شناسنامه معتبر نبوده و در صورت استفاده از آن‌ها، لازم است کلیه مشخصات فنی و هندسی به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد تا از انطباق این مشخصات با ضوابط آیین‌نامه‌ای و همچنین فرضیات طراحی سازه، اطمینان حاصل شود. در صورت نداشتن عیوب سطحی و ظاهری، می‌توان از فولادهای غیراستاندارد در بخش‌هایی از ساختمان که دارای اهمیت زیاد نیستند و یا در مکان‌هایی که ویژگی‌های مکانیکی فولاد بر روی استحکام ساختمان اثر سوئی بر جای نمی‌گذارند، استفاده نمود.

پروفیل‌های مرغوب موجود در بازار کشور (مانند تیرآهن اصفهان یا اهواز) با پروفیل‌های نامرغوب (مانند برخی پروفیل‌های وارداتی) دارای تفاوت‌های ظاهری و فنی هستند که بر اساس تجربه، برخی از این تفاوت‌ها بشرح زیر می‌باشند:

- تیرآهن مرغوب دارای طول یکسان و استاندارد هستند ولی تیرآهن نامرغوب (معمولاً روسی) طول‌های یکسان ندارند (۱۱/۶۰ـ ۱۱/۷۰ متر).
- تیرآهن مرغوب تولید اصفهان رنگ زغالی تیره دارند درصورتی‌که تیرآهن نامرغوب، رنگ‌های روشن‌تر و گاهی قرمز دارند. البته لازم به ذکر است تیرآهن مرغوب تولید اهواز، نسبت به تیرآهن اصفهان، دارای رنگ روشن‌تری هستند.
- تیرآهن نامرغوب دارای جرم واحد طول غیراستاندارد هستند و ممکن است جرم شاخه آنها تا ۱۵ کیلوگرم سبک‌تر از جرم استاندارد باشد.
- احتمال زنگ‌زدگی و قرمز رنگ بودن تیرآهن وارداتی نامرغوب بیشتر است (به دلیل جنس فولاد، مسافت زیاد راه و توقف طولانی در گمرک).
- در محل برش ناحیه ابتدا و انتهای تیرآهن نامرغوب، لبه تیرآهن ضخیم‌تر شده و معمولاً دارای پلیسه [1] است.
- فولاد بعضی از تیرآهن نامرغوب از نوع ST32 می‌باشد (تنش تسلیم و تنش‌نهایی آنها با فولاد نوع ST37 متداول در ایران متفاوت است)، که به دلیل اختلاف در جنس فولاد، معمولاً این پروفیلها با الکترودهای متداول در ایران، جوش‌پذیری مطلوبی نشان نمی‌دهند، جوش آنها با پاشش زیاد جرقه همراه است (اصطلاحا پر جرقه است) و یا جوش آنها استحکام لازم را ندارد.



الف ـ مقطع تیرآهن نامرغوب ب ـمقطع تیرآهن مرغوب

شکل ۲ـ۱ مقایسه شکل غلتک مقطع تیرآهن مرغوب و تیرآهن نامرغوب

- فولاد بعضی از تیرآهن نامرغوب، نرم‌تر از پروفیل‌های مرغوب می‌باشد (تفاوت در مدول الاستیسیته) که این موضوع می‌تواند در خیز و کمانش آنها تاثیر منفی بگذارد.
- ممکن است پروفیل‌های نامرغوب، با اندازه‌های خارج از جدول اشتال تولید شوند (مانند IPE25).
- بال تیرآهن مرغوب اصفهان چهارگوش هستند درصورتی‌که معمولاً مقطع تیرآهن نامرغوب دارای قوس بیشتری است (شکل ۲ـ۱ الف و شکل ۲ـ۱ ب). دلیل این امر تفاوت در شکل غلتک و نورد پروفیل‌ها می‌باشد. البته پروفیل مرغوب

[1] پلیسه به ورقه‌های نازکی اطلاق می‌شود که پس از بریدن پروفیل در آن ایجاد شده و بعدا با ضربه زدن برداشته می‌شود.

INP تولید اهواز دارای شکل متفاوتی از پروفیل IPE اصفهان است و با IPE غیراستاندارد و نامرغوب تفاوت دارد که لازم است به این موضوع توجه گردد.

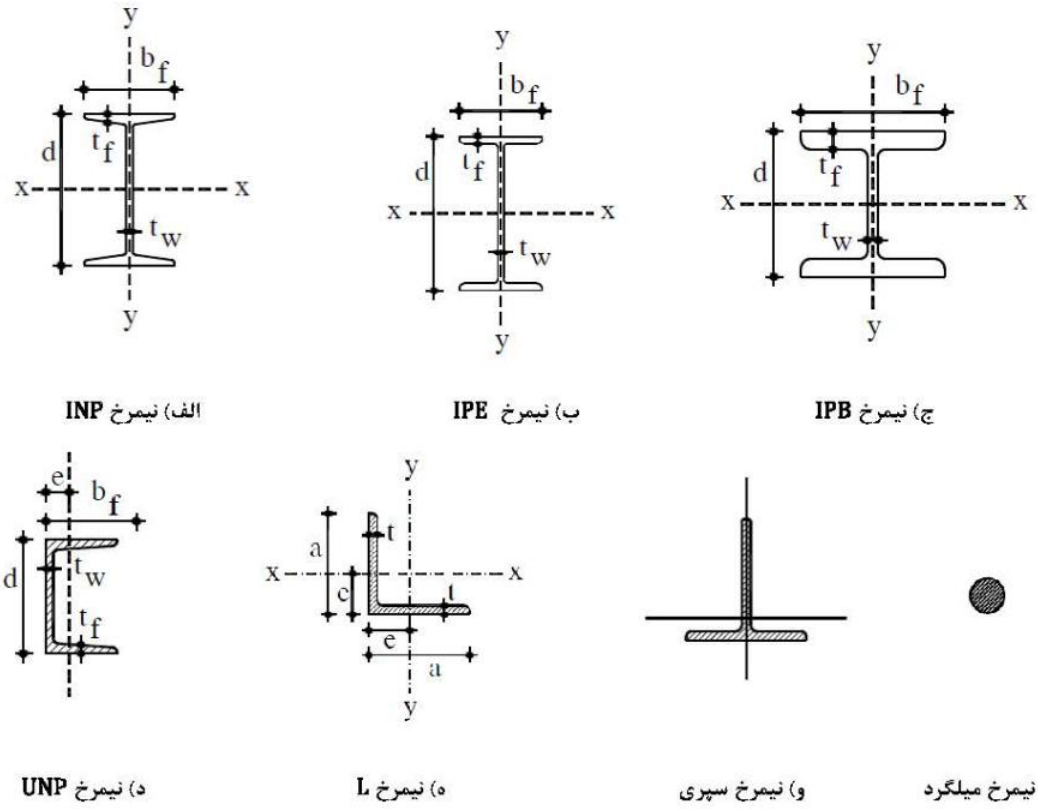
۱-۳-۱-۲ تیرآهن نرمال و شاخه

تیرآهن نوردشده، طی فرایند تولید و نورد گرم یک شمش، به‌صورت پروفیل تولید می‌شود. سپس پروفیل به اندازه شاخه‌های ۱۲ متری برش خورده (تیرآهن شاخه)، و طول باقی‌مانده از آن به طول ۵ متر الی ۱۱٫۹۰ متر از پروفیل نوردشده، با نام متداول پروفیل نرمال به بازار عرضه می‌گردد.

به لحاظ کیفی تفاوت زیادی میان پروفیل‌های نرمال و شاخه وجود ندارد، اما بعضی از مهندسان بر این اعتقاد هستند که چون تیرآهن نرمال در قسمت انتهایی شمش می‌باشد، ممکن است از نظر کیفیت با پروفیل‌های شاخه اختلاف داشته باشد. قیمت پروفیل نرمال کمتر از پروفیل شاخه می‌باشد و به طور متوسط با حدود ۱۰ درصد کاهش نسبت به پروفیل شاخه به بازار عرضه می‌شود.

۱-۳-۱-۳ انواع و مشخصات هندسی پروفیل‌های نوردشده

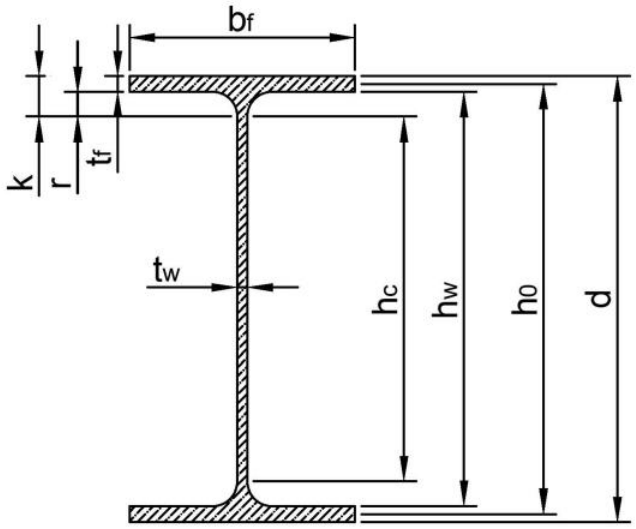
از دیرباز مقاطع فولادی با استاندارد اروپایی نظیر DIN آلمان در کشور معمول بوده است و کارخانه ذوب آهن اصفهان چنین مقاطعی را تولید و به بازار عرضه می‌کند. مشخصات مهم هندسی مقاطع مختلف فولادی باتوجه‌به شکل واقعی آن مقاطع در جداول استاندارد پروفیلها ذکر شده‌است. ازجمله این مشخصات هندسی می‌توان به سطح مقطع(A) وزن واحد طول (G) ارتفاع مقطع پروفیل(d) عرض بال(b_f) ضخامت بال(t_f) ضخامت جان(t_w) لنگر اینرسی حول محور x (I_x) لنگر اینرسی حول محور y (I_y) ، اساس مقطع حول محور x (S_x) ، اساس مقطع حول محورy (S_y) ، شعاع ژیراسیون حول محور x (r_x) ، شعاع ژیراسیون حول محور$y(r_y)$ و لنگر اول سطح مقطع حول محورx (Q_x) و لنگر اول سطح حول محور y (Q_y) اشاره کرد. پروفیلهای ساختمانی با استاندارد اروپایی به شرح زیر هستند که در شکل ۳ــ۱ نشان داده شده‌اند.



شکل ۳ـ۱ پروفیل‌های ساختمانی با استاندارد اروپایی

یکی از پروفیل‌های پرکاربرد در ساختمان‌سازی، پروفیل I شکل است. از این نیمرخ در قطعات خمشی به شکل تیر فرعی و تیر اصلی استفاده می‌شود. این مقاطع به‌صورت تکی برای استفاده به‌عنوان ستون مناسب نیست و بایستی به‌صورت مقطع مرکب بکار روند. عیب این نیمرخ آن است که سطح داخلی بال‌های آن دارای شیب است که در اتصالات پیچ و پرچی مشکلاتی را ایجاد می‌کند و بایستی در بستن مهره پیچ‌هایی که طرف داخل بال قرار می‌گیرند، از واشرهای شیب‌دار استفاده کرد.

در این کتاب پارامترهای مشخصات مقطع مطابق شکل ۴ـ ۱ تعریف شده‌اند.



شکل ۴ـ۱ جزئیات مقطع پروفیل I شکل

d	فاصله پشت تا پشت بال
h_0	فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها برابر $d - t_f$
h_w	فاصله خالص میان بال‌ها برابر $d - 2t_f$
k	فاصله وجه بیرونی بال تا انتهای ماهیچه جان (در پروفیل نوردشده)[1]
	فاصله وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه جان (در تیرورق)
h_c	ناحیه صاف جان برابر $d - 2k$
b_f	عرض بال
t_f	ضخامت بال
t_w	ضخامت جان

الف- پروفیل IPE

این پروفیل به پروفیل نیم پهن یا بال متوسط مشهور است (شکل ب). عرض بال این پروفیل حدود نصف ارتفاع مقطع آنست. این پروفیل دارای دو محور تقارن $x - x$ و $y - y$ بوده و I_x آن بیشتر و I_y آن کمتر است. این نیمرخ از نمره ۸ تا ۶۰ تهیه می‌شود. در بازار ایران از نمره ۱۲ تا ۳۰ آن متداول‌تر است. در برخی موارد این پروفیل نسبت به پروفیل نرمال ارجحیت دارد که از جمله می‌توان به بیشتر بودن پهنای بال این پروفیل نسبت به پهنای پروفیل نرمال، موازی‌بودن سطوح داخلی و خارجی بال‌ها و وزن کمتر آن نسبت به INP اشاره کرد. در کلیه مواردی که از نیمرخ INP استفاده می‌شود، می‌توان از IPE نیز استفاده کرد.

[1] در برخی جداول اشتال، این فاصله بجای نماد k از نماد c استفاده می‌شود.

مثال ۱-۱

مطلوبست تعیین مشخصات هندسی مقطع IPE20.

حل:

IPE	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	Lp	Lr
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm2	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm	cm
20	10	0.85	20	0.56	1.2	2.05	15.9	22.4	28.5	1940	194	8.26	209.7	142	28.5	2.24	43.93	5.17	114.9	393.6

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مقطع IPE20 به شرح زیر است:

$$IPE20: b_f = 10cm, t_f = 0.85cm, d = 20cm, t_w = 0.56cm, A = 28.5cm^2$$
$$I_x = 1940cm^4, I_y = 142cm^4$$
$$S_x = 194cm^3, S_y = 28.5cm^3$$
$$r_x = 8.26cm, r_y = 2.24cm$$

ب- پروفیل INP

پروفیل INP (پروفیل نرمال بال باریک) یکی از متداول‌ترین نیمرخ‌های نوردشده فولادی است (شکل الف) و 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. این نیمرخ از ارتفاع $8cm$ تا $60cm$ نورد می‌شود و معمولاً در بازار ایران نیمرخهای بالاتر از ارتفاع $40cm$ یافت نمی‌شود. علامت اختصاری این نیمرخ INP است. منظور از نمره آن عدد نمایشگر ارتفاع مقطع است که پس از علامت اختصاری آن نوشته می‌شود. به‌عنوان مثال $INP\ \ 14$ که منظور پروفیل به ارتفاع مقطع $14cm$ است.

مثال ۱-۲

مطلوب است مشخصات هندسی مقطع INP20.

حل:

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مقطع INP20 به شرح زیر است:

$$INP20 \rightarrow b_f = 9cm, d = 20cm, t_f = 1.13cm, t_w = 0.75cm, A = 33.5cm^2,$$
$$I_x = 2140cm^4, I_y = 117cm^4, S_x = 214cm^3, S_y = 26cm^3, r_x = 8cm, r_y = 1.87cm$$

پ- پروفیل IPB (بال پهن)

این نیمرخ، نیمرخ با وزن متوسط بال پهن است که به مقطع I شکل بال پهن یا H شکل موسوم است (شکل ج). ارتفاع و عرض بال پروفیل تا نمره ۳۰ با یکدیگر برابر است و ازنمره ۳۰ به بالا عرض بال ۳۰ سانتی‌متر باقی مانده و ارتفاع مقطع افزایش می‌یابد. در جدول از نمره ۱۰ تا ۱۰۰ این پروفیل موجود است ولی در بازار ایران از نمره ۱۴ تا ۳۲ بیشتر یافت می‌شود. به دلیل اینکه این نیمرخها حول هر

دو محور قوی است از آن به‌صورت تک در ستون‌ها استفاده می‌شود. این پروفیل در تیرهای حمال قوی و تیرهایی که احتیاج به عرض بال خیلی زیاد باشد، مصرف دارد. تیرهای IPB در سه نوع IPB_Iبا وزن سبک و عرض بال کمتر، IPB با وزن متوسط و IPB_V با وزن سنگین و عرض بال بیشتر مورداستفاده قرار می‌گیرند که IPB_V, IPB_I هر دو غیر معمول هستند و در بازار ایران معرفی نمی‌شوند.

مثال ۱-۳

مطلوب است مشخصات هندسی مقطع IPB20، IPB$_V$20 و IPB$_L$20

حل:

IPB	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	Lp	Lr
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm2	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm	cm
20	20	1.5	20	0.9	1.8	3.3	13.4	61.3	**78.1**	**5700**	570	8.54	**620**	2000	200	5.07	303.4	49.13	260.2	1334.5

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مقطع IPB20 به شرح زیر است:

$$IPB20 \rightarrow d = 20cm, b_f = 20cm, t_w = 0.9cm, t_f = 1.5cm,$$

$$r_x = 8.54cm, r_y = 5.07cm$$

مشخصات هندسی مقاطع IPB$_V$20 و IPB$_L$20 به شرح زیر هستند:

$$IPB_L20 \rightarrow d = 19cm, b_f = 20cm, t_w = 0.65cm, t_f = 1.0cm,$$
$$G = 42.3kg, A = 53.8cm^2, I_x = 3692cm^4, S_x = 389cm^3, I_y = 1336cm^4, S_y = 134cm^3,$$
$$r_x = 8.28cm, r_y = 4.98cm$$
$$IPB_V20 \rightarrow d = 22cm, b_f = 20.6cm, t_w = 1.5cm, t_f = 2.5cm,$$
$$G = 103kg, A = 131.3cm^2, I_x = 10640cm^4, S_x = 967cm^3, I_y = 3651cm^4, S_y = 354cm^3,$$
$$r_x = 9cm, r_y = 5.27cm$$

ت- پروفیل ناودانی UNP

این نیمرخ یکی دیگر از معمول‌ترین نیمرخهای مصرفی در ساختمان‌های فلزی است (شکل د). این نیمرخ دارای یک محور تقارن است و سطوح بالهای آن دارای شیب است که این شیب برای پروفیلهای تا نمره ۳۰ مساوی ۸ درصد و برای پروفیلهای بزرگتر از نمره ۳۰ برابر ۵ درصد است. برای نشان دادن این نیمرخ پس از درج علامت اختصاری آن، نمره آن را می‌نویسند که همان ارتفاع مقطع است. این نیمرخ از نمره ۸ تا ۴۰ ساخته می‌شود. از ناودانی به‌صورت زوج در تیرهای خمشی و به‌صورت زوج یا چندتایی در ستون‌ها، به‌صورت تک در لاپه خرپاها، در اعضای خرپاها و تیرهای مشبک، در تیرهای مرکب، نعل‌درگاه‌ها و مهاربندها استفاده می‌شود. چون این نیمرخ دارای مرکز برشی در خارج نیمرخ است، لذا اگر به‌صورت تک در قطعات خمشی به‌کار برده شود در آن پیچش به وجود خواهد آمد، لذا بهتر است در قطعات خمشی همواره به‌صورت زوج بکار رود.

مثال ۱-۴

مطلوب است مشخصات هندسی مقطع UNP20.

حل:

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مقاطع UNP20 به شرح زیر است:

$$UNP20(d=20cm, b_f=7.5cm, t_w=0.85cm, t_f=1.15cm, G=25.3kg, A=32.2cm^2, I_x=1910cm^4, S_x=191cm^3, I_y=148cm^4, S_y=27cm^3, r_x=7.7cm, r_y=2.14cm, e=2.01cm)$$

لازم به ذکر است که e فاصله مرکز ثقل تا پشت جان در نیم‌رخ‌های ناودانی، نبشی و سپری است.

ث- پروفیل ناودانی ایرانی UPA

این پروفیل مشابه پروفیل UNP است، لکن مشخصات هندسی مقطع آن با UNP متفاوت است.

مثال ۱-۵

مطلوب است مشخصات هندسی مقطع UPA20.

حل:

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مقاطع UPA20 به شرح زیر است:

$$UPA20(d=20cm, b_f=7.6cm, t_w=0.52cm, t_f=0.9cm, G=18.4kg, A=23.4cm^2, I_x=1520cm^4, S_x=152cm^3, I_y=113cm^4, S_y=20.5cm^3, r_x=8.07cm, r_y=2.20cm, e=2.07cm)$$

ج- پروفیل نبشی L

این نیمرخ دارای دو بال عمود بر هم با ضخامت یکسان است (شکل ه) و در دو نوع با بال‌های مساوی و نامساوی تهیه می‌شود. علامت اختصاری نبشی به‌صورت L است و درمورد نبشی با بالهای نامساوی بعد از علامت اختصاری اندازه بال بزرگتر و بعد اندازه بال کوچکتر و سپس ضخامت بال بر حسب سانتی‌متر نوشته می‌شود.

مثلاً $L12 \times 8 \times 1.2$ یعنی نبشی با بالهای به طول ۱۲ و ۸ سانتی‌متر و ضخامت بالی برابر با ۱۲ سانتی‌متر. از این پروفیل در اتصالات مختلف تیر و ستون، اتصال ستون به کف ستون، در تهیه تیرهای مرکب و تیرهای مشبک، به‌عنوان اعضای خرپا، در مهاربندها، در سقفهای کاذب، در دکلها، در پایه برجها و منابع، در بستهای چپ و راست ستون‌های مرکب و در درب و پنجره‌سازی استفاده می‌شود.

از بین نبشی‌ها، نبشی که ضخامت با عرض بال در آنها متناسب باشد نبشی استاندارد است که در طراحی از آن استفاده می‌شود. نبشی استاندارد را به هر سه حالت L9 ، $L9 \times 0.9$ و یا $L9 \times 9 \times 0.9$ می‌توان نشان داد که در آن بال‌ها مساوی و ضخامت ۰/۱ عرض بال است.

مثال ۱-۶

مطلوب است مشخصات هندسی مقطع نبشی L20*20*2.

حل:

b x t cm	r1 cm	r2 cm	F cm2	G kg/m	e cm	w cm	v1 cm	Ix=Iy cm4	Sx=Sy cm3	rx=ry cm	Iξ cm4	rξ cm	Iη cm	Sη cm3	rη cm
20x2.0	1.80	0.90	76.40	59.90	5.68	14.10	8.04	2850	199	6.11	4540	7.72	1160	144	3.89

با مراجعه به جدول اشتال مشخصات نبشی L20*20*2 به‌قرار زیر است:

$L20(a = 20cm, t = 2cm, G = 59.9kg, A = 76.3cm^2$

$I_x = I_y = 2850cm$

$r_x = r_y = 6.11cm$

$r_\xi = 7.72cm$

$r_\eta = 3.89cm$

$e = 5.68cm$

در این مشخصات a طول ساقهای نبشی، t ضخامت ساق نبشی، r_ξ شعاع ژیراسیون حول محور قوی (محور نیمساز) و r_η شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف (محور عمود بر نیمساز) نبشی است. لازم به ذکر است در برخی منابع فنی، محورهای فوق با نامگذاری متفاوتی ارائه شده‌اند.

- **نیمرخ سپری T**

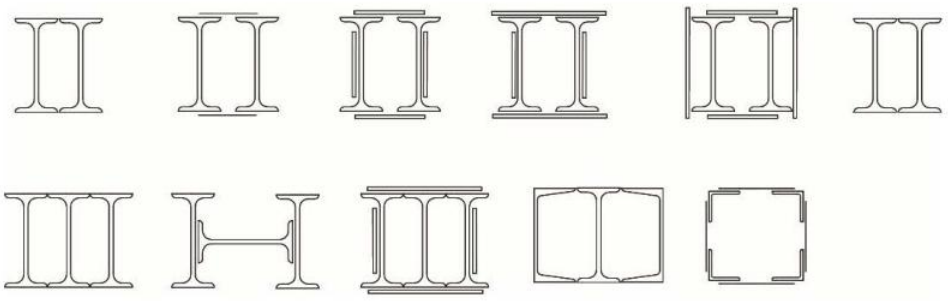
این نیمرخ که شکل مقطع آن به‌صورت T و دارای یک محور تقارن است (شکل و) در دو نوع تهیه می‌گردد. اول آنکه ارتفاع آن برابر قاعده آن است که با علامت T مشخص می‌شود و از نمره ۲۰ تا ۴۰ ساخته می‌شود. برای نشان دادن آنها بعد از علامت، نمره سپری را می‌نویسند. نوع دیگر سپری با قاعده دو برابر ارتفاع یعنی عرض بال دو برابر ارتفاع مقطع است و با علامت TB مشخص می‌گردد. سطوح بال و جان این گونه سپری‌ها دارای شیب بوده و لبه آنها گردگوشه است. از سپری‌ها در خرپا سازی، سقفهای کاذب و درب و پنجره سازی استفاده می‌شود.

۱-۳-۱-۴ مقاطع اعضای سازه

به دلیل نبود مقاطع بزرگ نوردشده و نیاز به اشکال خاص در برخی پروژه‌ها، ساخت مقاطع چندتایی در ایران بسیار مرسوم است. در اشکال زیر این مقاطع برای ستون‌ها، تیرها و مهاربندها آورده شده‌است.

الف- مقاطع ستون‌ها

انواع مقاطع مورداستفاده در ستون‌ها در شکل ۵ــ۱ نشان داده‌شده‌است:

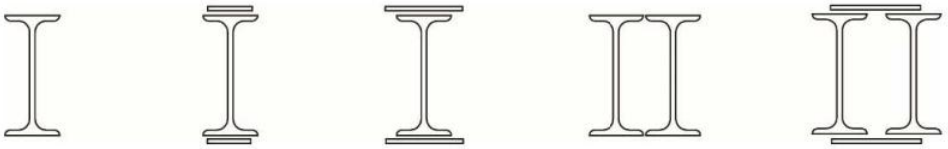


شکل ۵ـ۱ انواع مقاطع قابل استفاده در ستون‌ها

ورق‌های تقویت برای سهولت جوشکاری، می‌تواند کوچکتر از محل اتصال یا بزرگتر باشد.

ب- مقاطع تیرها

انواع مقاطع مورداستفاده در تیرها در شکل ۶ـ۱ نشان داده‌شده‌است:

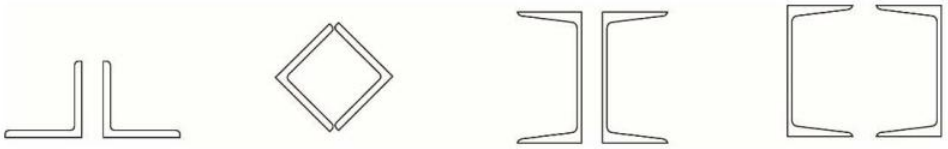


شکل ۶ـ۱ انواع مقاطع قابل استفاده در تیرها

تقویت تیرها عمدتا از طریق بال آنها است. در تیرها معمولاً کمتر از مقاطع تقویت شده با ورق جان استفاده می‌شود و فقط در تیرهای لانه‌زنبوری جهت تقویت برشی جان کاربرد دارد.

پ- مقاطع مهاربندها

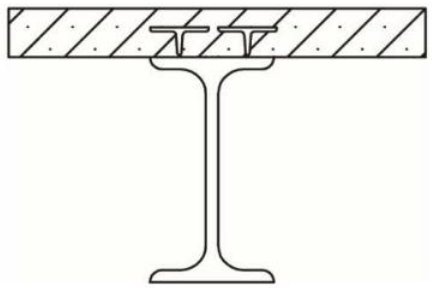
انواع مقاطع مورداستفاده در مهاربندها در شکل ۷ـ۱ نشان داده‌شده‌است:



شکل ۷ـ۱ انواع مقاطع قابل استفاده در مهاربندها

ت- مقاطع مرکب (کامپوزیت) تیرها

یک نمونه از تیرها، تیر Composite یا مرکب است که مقاطع آن یک قسمت فولادی و یک قسمت بتنی مطابق شکل ۸ـ۱ است.



شکل ۸ــ۱ مقطع تیر کامپوزیت

۱-۳-۲ فولاد سردنوردشده



شکل ۹ــ۱ نورد سرد

طیف نوینی از سازه‌های فولادی مشتمل بر اعضاء با ضخامت کم که از نورد سرد ورق‌های فولادی به شکل‌های مختلف ساخته می‌شوند نیز در ساخت اسکلت ساختمان بکار می‌رود. نمونه دستگاه نورد سرد ورق در شکل ۹ــ۱ قابل مشاهده است.

۱-۳-۳ ورق

ورق‌هایی که برای ساخت اعضاء فولادی به کار می‌روند، در طول ۶ متر، عرض ۱/۰ الی ۲/۰ متر و با ضخامت‌های ۴ تا ۸۰ میلی‌متر تولید می‌شوند. جهت محاسبه و طرح برش ورق و به حداقل رساندن دور ریز (پرت) آن، لازم است ابعاد دقیق ورق در دسترس باشند. در خصوص طرح برش بهینه ورق، چیدمان شکل‌ها بر روی آن و به حداقل رساندن دور ریز در زمان برش، نرم‌افزارهایی طرح شده که بازدهی طرح برش را به میزان چشم‌گیری افزایش می‌دهد[۱].

۱-۳-۴ میلگرد

میلگرد دارای مقطع مدور و توپر می‌باشد (شکل ز) و در ساختمان‌های فلزی جهت مهاربند، آویز و مهار به کار گرفته می‌شود. در ساختمان‌های بتن مسلح به‌صورت وسیعی استفاده می‌شود. مشخصات میلگرد با قطر آن بیان می‌شود. کارخانه ذوب آهن اصفهان از قطر ۶ میلیمتر تا ۴۰ میلیمتر را تولید می‌کند که در چهار نوع AI, AII , AIII و AIV ارائه می‌شود. میلگرد AI که از فولاد نرمه ساخته می‌شود و $F_y = 2400bar$ و دارای سطح خارجی صاف است. میلگرد نوع AII که از فولاد ممتاز ساخته می‌شود و دارای $F_y = 3000bar$ است و سطح خارجی آن آجدار است و آج‌ها در امتداد یکدیگر هستند. میلگرد نوع AIII که از فولاد مرغوب‌تر ساخته

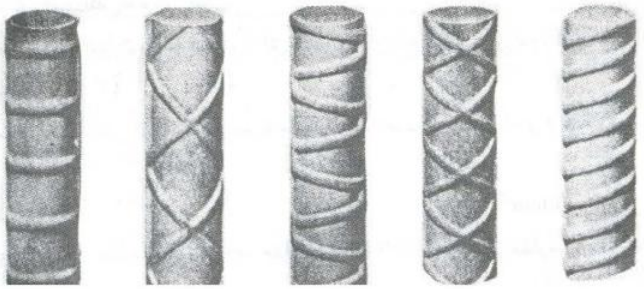
[۱] مانند نرم‌افزارهای Cutting Optimization و Cut Master.

می‌شود و دارای $F_y = 4000bar$ است و سطح خارجی آن آجدار است و آج‌ها یکدیگر را قطع می‌کنند. میلگردها براساس قطر (D) می‌توانند با حرف φ نمایش داده شوند. در نقشه‌کشی برای آرماتورهای آجدار از $\bar{\varphi}$ و یا Φ و آرماتورهای ساده از φ یا ϕ استفاده می‌شود. مشخصات آرماتورهای مصرفی در جدول ۱ـ۱ بیان شده‌است.

جدول ۱ـ۱ مشخصات آرماتورهای مصرفی

رده در مبحث نهم	نام رایج	حداقل تنش تسلیم $F_y(\frac{kg}{cm^2})$	حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر فولاد $F_u(\frac{kg}{cm^2})$	مقاومت مشخصه $f_{yk}(\frac{kg}{cm^2})$	طبقه‌بندی از نظر شکل رویه
S240	AI	۲۴۰۰	۳۶۰۰	۲۲۰۰	فاقد آج
S340	AII	۳۴۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	آجدار مارپیچ
S400	AIII	۴۰۰۰	۶۰۰۰	۴۰۰۰	آجدار جناقی
S500	AIV	۵۰۰۰	۶۵۰۰	۵۰۰۰	آجدار مرکب

شکل آج میلگردها می‌تواند نشان‌دهنده نوع آن باشد ولی معیار قابل اعتماد و قطعی نیست و لازم است تست کشش انجام شود. آزمایش کشش یکی از آزمایش‌های ارزان و سریع برای تعیین مشخصات مکانیکی میلگردها است.



شکل ۱۰ـ۱ نمایش آج آرماتورها

به‌عنوان ضابطه شکل‌پذیری، ازدیاد طول نسبی دو طول معیار، یکی به طول ۱۰ برابر قطر میلگرد (ε_{10}) و دیگری به طول ۵ برابر قطر میلگرد (ε_5) اندازه‌گیری می‌شود که باید از مقادیر حداقل جدول ۲ـ۱ بیشتر باشد.

جدول ۲ـ۱ حداقل مجاز ازدیاد طول نسبی میلگردهای فولادی در آزمایش کشش (به درصد)

رده فولاد / ازدیاد طول نسبی	S240	S340	S400	S500
حداقل مقدار مجاز ε_{10}	۰/۱۸	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۰۸
حداقل مقدار مجاز ε_5	۰/۲۵	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۰

اگر مقدار کرنش نهایی از این اعداد کمتر بود، آرماتور برای کار ساختمانی مناسب نمی‌باشد. کارخانه‌های تولید میلگرد به طور معمول همراه با بسته‌بندی میلگردها پلاک شامل مشخصات میلگرد را ضمیمه می‌کنند.

مشخصات میلگردهای فولادی مطابق استاندارد ملّی ایران به شماره ۳۱۳۲ تعیین می‌گردد. جهت تولید میلگردهای ساده و آج‌دار، استفاده از مقاطع فولادی مانند تیرآهن، ریل راه‌آهن، ورق و ضایعات آنها مجاز نمی‌باشد. همچنین تولید میلگرد از هر نوع ماده اولیه که سوابق و ماهیت مواد آن مشخص نباشد، مجاز نیست.

۱-۳-۵ فولاد به‌کار رفته در اتصالات پیچ و مهره‌ای

امروزه استفاده از سازه‌های پیچ و مهره‌ای در صنعت به نحو چشمگیری افزایش یافته به طوری که در گذشته فقط سوله های صنعتی با استفاده از سازه‌های پیچ و مهره‌ای ساخته می شدند، ولی اکنون کاربرد این سازه ها در ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری که در شهرها نیز ساخته می‌شوند با رشد چشمگیری روبرو بوده است. از مهمترین دلایل استفاده از سازه‌های پیچ و مهره‌ای، عدم نیاز به جوشکاری در زمان مونتاژ نهایی سازه و همچنین سرعت بیشتر در مرحله اجرا نسبت به سازه‌های دیگر می‌باشد. اجزاء فولادی اتصالات پیچ و مهره‌ای شامل پیچ، مهره و واشر می باشند.[۱]

بر طبق ضوابط ASTM از فولاد A307 که نوعی فولاد کم‌کربن است برای ساخت پیچ‌های ساده و سیاه استفاده می‌کنند که مقاومت کششی F_u بین ۴۰۰۰ تا ۷۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع دارد. از پیچ‌های ساده در اتصالات موقت و کارهایی که به دقت کم نیاز است، استفاده می‌شود.

پیچ‌های با مقاومت بالای A325 را از فولاد با کربن متوسط می‌سازند که تحت عملیات حرارتی تبرید و بازپخت قرار گرفته‌باشد. مقاومت کششی F_u این نوع پیچ‌ها از ۷۳۳۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع (برای پیچ‌های 1⅛ اینچ تا 1 ½ اینچ) تا ۸۳۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع (برای پیچ‌های 1 ½ اینچ الی 1 اینچ) تغییر می‌کند.

پیچ‌های با مقاومت بالای A449 که تحت عملیات حرارتی و تبرید و بازپخت تهیه می‌شوند، تنش تسلیم و مقاومت کششی مشابه A325 دارند.

فولاد پیچ‌های A490 حداکثر دارای ۰/۵۳ درصد کربن بوده و مقدار فلزات آلیاژی آنها همانند فولاد A514 است. تنش تسلیم این پیچ‌ها در کرنش ۰/۲ درصد تعیین می‌شود که برای پیچ‌های قطورتر از 2 ½ اینچ برابر ۸۰۳۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و برای پیچ‌های با قطر کمتر از 2 ½ اینچ برابر ۹۰۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است.

۱-۳-۶ میلگرد و بولت

در ساخت قطعات بتن مسلح از میلگرد و بولت استفاده می‌شود که انواع و مشخصات فنی آنها در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ذکر گردیده‌است. با پیشرفت فناوری ساخت فولاد، میلگردهایی با تنش تسلیم بالا در حال تولید هستند. چنانچه ذکر شد، یکی از روشهای دسترسی به مقاومت بیشتر در فولاد، افزایش درصد کربن فولاد است. روش دیگر، استفاده از عملیات حرارتی برای افزایش

[۱] جزئیات تفصیلی مرتبط با اتصالات پیچ و مهره ای در فصل ×× ارائه شده است.

مقاومت فولاد می‌باشد[۱]. در حال حاضر میلگردهایی از نوع A-IV با تنش تسلیم ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و نوع A-V با تنش تسلیم بیش از ۸۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع تولید شده‌اند که پس از بررسی رفتار و تعیین ضوابط مناسب برای آنها، به مرور در آئین‌نامه‌های مرتبط قرار خواهند گرفت.

۱-۳-۷ فولاد الکترود

در روش متداول جوشکاری در صنعت ساختمان‌سازی، برای اتصال دو قطعه، از الکترود فولادی استفاده می‌شود[۲]. از فولاد الکترود در جوشکاری برای اتصال دو قطعه استفاده می‌کنند. الکترودهای مصرفی که بر اساس ضوابط AWS مشخص شده‌اند، با علائم E60xx, E70xx, E80xx, E90xx, E100xx, E110xx معرفی می‌شوند.

حرف E به معنی الکترود بوده و دو رقم اول بیان کننده مقاومت کششی فولاد الکترود برحسب ksi است و دو رقم بعدی که با xx مشخص شده‌اند، بیان کننده گروه و وضعیت مصرفی الکترود هستند. با ضرب عدد ۷۰ در مقاومت کششی بر حسب ksi مقدار مقاومت کششی فولاد بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع به دست می‌آید. نمونه الکترود E6013 که بیشترین کاربرد را در ساختمان‌سازی دارد، در شکل ۱۱ــ۱ دیده می‌شود.



شکل ۱۱ــ۱ نمونه الکترود E6013

۱-۳-۸ مصالح مستعمل

بکار بردن فولادهای مصرف شده (مستعمل) باید با اجازه ناظر و بعد از انجام آزمایش‌های لازم (بند ۱ــ۳ــ۹) باشد. درهرصورت شکل ظاهری قطعات فولادی مصرفی باید به‌گونه‌ای باشد که معایبی که به مقاومت ویا شکل ظاهری قطعه لطمه می‌زند، در آن دیده نشود. اجرای ضوابط مرتبط با آماده‌سازی قطعه فولادی مانند تمیزکاری و رنگ‌آمیزی، در مورد مصالح مستعمل نیز الزامی است.

۱-۳-۹ کنترل و نظارت بر تهیه مصالح فولادی

هر گاه مهندس ناظر از مشخصات فولادهای وارده به کارخانه یا کارگاه اطمینان نداشته باشد، می‌تواند از هر ۱۰ تن نیمرخ فولادی، نسبت به انتخاب نمونه‌های اتفاقی و تقاضای انجام آزمایش‌های زیر بر اساس استانداردهای ملّی و یا ISO اقدام نماید.

---

[۱] تکنولوژی Termex

[۲] جزئیات تفصیلی در مورد روش های جوشکاری، ماشین آلات و الکترودهای مرتبط، در فصل مربوطه ارائه شده است.

- آزمایش مقاومت کششی با اندازه‌گیری تغییرشکل نسبی
- آزمایش شارپی روی نمونه زخم‌دار
- آزمایش خمش سرد
- آزمایش متالوگرافی و تعیین ترکیب شیمیایی

کارخانه سازنده باید با عرضه شماره و عنوان مصالح، مشخصات فنی مربوطه طبق مدارک رسمی و همچنین گزارش آزمایش‌های مصالح، ثابت کند که مصالح مورداستفاده مطابق با مشخصات فنی ارائه شده در نقشه‌های محاسباتی می‌باشد.

۱-۴ مشخصات فنی فولاد

در این بخش، مشخصات اصلی فولاد که در مهندسی عمران بیشتر کاربرد دارند، معرفی می‌گردند. در مرحله تهیه مصالح، مشخصات فولاد باید با استانداردهای ملی ایران مطابقت داشته باشد و در صورت عدم وجود استاندارد داخلی، باید یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی (ترجیحاً استاندارد ISO) مورداستفاده قرار گیرند. در مبحث دهم،[۱] مشخصات انواع فولادهای ساختمانی مورد تائید، در جدول‌هایی ارائه شده‌است[۲] و در جدول ۳ــ۱ مقادیر عددی برخی از مشخصات فولاد ارائه شده‌است.

نمودار تنش ــ کرنش ایده آل فولاد تحت اثر بار استاتیکی کششی، در شکل ۱۳ــ۱ نشان داده‌شده‌است. نمودار تنش ــ کرنش فولاد تحت بار فشاری، مشابه نمودار کششی بوده و به همین دلیل معمولاً در کتب فنی، فقط نمودار کششی ترسیم می‌گردد. لازم به ذکر است نمودار تنش ــ کرنش مواد، به طور کلی دارای شکلهای مختلفی در نواحی کششی و فشاری است (مانند بتن) و جهت بررسی آن مواد، بهتر است نمودار به‌صورت کامل ترسیم شود. بیشتر مشخصات فنی فولاد در نمودار تنش ــ کرنش قابل تشخیص بوده و لذا توصیه می‌شود جهت آشنایی با مفهوم هر یک از مشخصات، به نمودار تنش ــ کرنش نیز توجه خاص مبذول گردد.

در اثر اعمال حرارت، بارهای استاتیکی و دینامیکی و موارد دیگر، ممکن است مشخصات مصالح فولادی تغییر کرده و رفتار جدیدی نمایان گردد. اثر برخی عوامل مهم تاثیرگذار بر رفتار فولاد در بخش‌های مربوطه ذکر می‌گردد.

۱-۴-۱ رفتار ارتجاعی (الاستیک)[۳] و رفتار غیرارتجاعی (پلاستیک)[۴]

چنانچه با اعمال بار، تغییرشکلی در ماده حاصل شود و با برداشتن بار، ماده تغییرشکل خود از دست داده و به حالت اولیه بازگردد، ماده دارای «رفتار ارتجاعی» یا برگشت‌پذیر است. این رفتار در ناحیه اول منحنی تنش ــ کرنش (خط ۱ــ۲ در شکل ۱۲ــ۱) مشاهده می‌شود و به همین دلیل، آن را «ناحیه ارتجاعی» می نامند. از ضرایبی که نشانگر خواص ماده در این وضعیت هستند می‌توان به مدول یانگ[۵]، مدول برشی[۶] و مدول باک (یا مدول بالک)[۷] اشاره نمود.

---

[۱] در سراسر این کتاب، منظور از مبحث دهم، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران است.

[۲] مبحث دهم بند ۱۰ــ۱ــ۴ــ۱

[۳] Elasticity or elastic behavior

[۴] Plasticity or plastic behavior

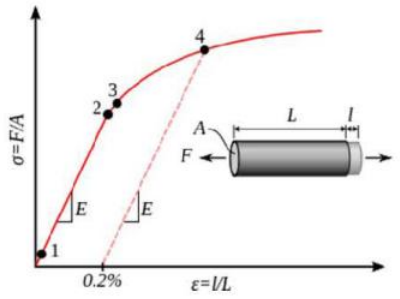
[۵] Young's modulus

[۶] shear modulus

[۷] bulk modulus

در اکثر مواد مانند فولاد، با افزایش بارگذاری، ماده دیگر دارای رفتار ارتجاعی نخواهد بود. در وضعیت جدید که «رفتار غیرارتجاعی» یا «رفتار پلاستیک» نامیده می‌شود (خط ۳ــ۴ در شکل ۱۲ــ۱)، پس از باربرداری، مقداری از تغییرشکل اولیه بازگشته و مقداری آن به‌صورت «تغییرشکل ماندگار» در ماده بجای می‌ماند (فاصله ۱ــ۵ در شکل ۱۲ــ۱).

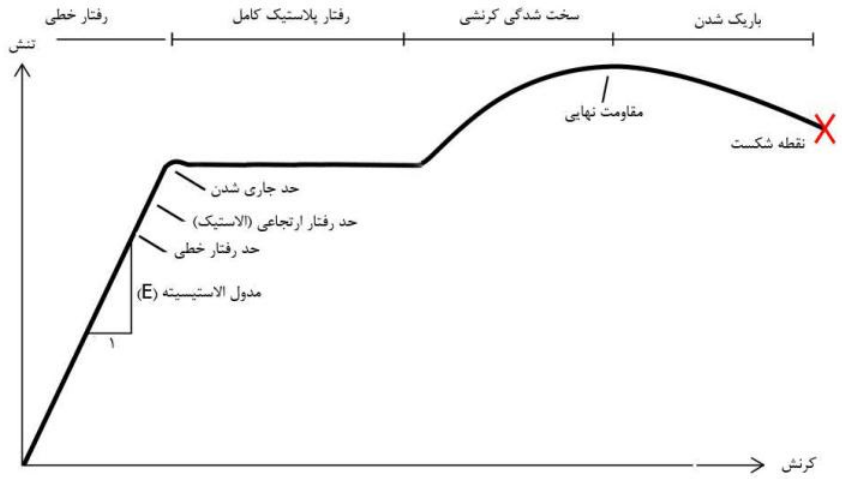
ناحیه باربرداری (خط ۴ــ۵ در شکل ۱۲ــ۱) معمولاً شیبی برابر با شیب خط ناحیه ارتجاعی دارد.



شکل ۱۲ــ۱ رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی در منحنی تنش‌کرنش ماده

۱-۴-۲ رفتار خطی و رفتار غیرخطی فولاد

منظور از رفتار خطی [۱] و یا غیرخطی [۲]، رابطه میان تنش وکرنش مصالح است. چنانچه رابطه میان آن دو خطی باشد، رفتار مصالح خطی خواهد بود. در حالت غیرخطی، میان تنش وکرنش رابطه خطی وجود ندارد.



شکل ۱۳ــ۱ نمودار تنش ـ کرنش فولاد [۳]

با افزایش بار در ناحیه ارتجاعی، مرحله‌ای فرا می‌رسد که با افزایش ناچیز تنش، کرنش به مقدار زیادی افزایش می‌یابد. در این ناحیه نمودار تقریباً به حالت افقی در می‌آید.

---

[۱] Linear behavior

[۲] Nonlinear behavior

[۳] تنش ترسیم شده اصطلاحا تنش مهندسی engineering stress نام دارد که کاهش سطح مقطع در نواحی پلاستیک، در محاسبه آن (بار تقسیم بر سطح مقطع) لحاظ نمی شود. در مقابل آن تنش واقعی true stress است که کاهش سطح مقطع در آن لحاظ می شود. منحنی تنش واقعی بالاتر از تنش مهندسی قرار می گیرد و در ناحیه باریک شدن، تنش واقعی کاهش نمی یابد.

۱-۴-۳ مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته (E)، مدول یانگ[۱] یا ضریب ارتجاعی، به نسبت تنش به کرنش ماده در محدوده کمتر از تنش تسلیم گفته می‌شود. در این حالت قانون هوک صادق بوده و مدول الاستیک ثابت است. مقدار این ضریب برای فولادهای ساختمانی معمولا در محدوده $\mathbf{2.0 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}$ تا $\mathbf{2.1 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}$ می‌باشد. طبق ضوابط آیین‌نامه، مدول الاستیسیته برای مصالح فولادی برابر $(\boldsymbol{E = 200GPa = 2.04 * 10^6 \frac{Kg}{cm^2} = 2040 \frac{ton}{cm^2}})$ می‌باشد.[۲] همچنین مدول الاستیسیته برای بتن‌های با جرم مخصوص γ_c در محدوده ۱۵ تا ۲۵ کیلونیوتن بر مترمکعب، از رابطه $E_c = \left(3300\sqrt{f_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5}$ تعیین می‌گردد[۳]. هرچه فولاد نرم‌تر باشد، مدول الاستیسیته کمتر است و شیب کاهش می‌یابد. از طرف دیگر هرچه فولاد سخت‌تر باشد، مدول الاستیسیته افزایش یافته و شیب ناحیه ارتجاعی بیشتر می‌شود.

۱-۴-۴ ضریب پواسون

به نسبت کرنش جانبی (عرضی) به کرنش محوری (طولی)، نسبت یا ضریب پواسون گفته می‌شود. ضریب پواسون با حرف یونانی υ نمایش داده شده و مقدار آن با رابطه $\upsilon = -\frac{\varepsilon_{trans}}{\varepsilon_{axial}}$ تعریف می‌شود که در آن، ε_{trans} کرنش جانبی و ε_{axial} کرنش محوری ماده است. از آنجا که در اکثر مواد، کرنش جانبی و محوری دارای علامت‌های مختلف هستند، با منظور کردن علامت منفی، ضریب پواسون عددی مثبت به دست خواهد آمد. طبق ضوابط مبحث دهم، ضریب پواسون مصالح فولادی برابر $\upsilon = 0.3$ در نظر گرفته می‌شود.[۴] همچنین طبق ضوابط مبحث نهم، ضریب پواسون برای بتن‌های معمولی برابر $\upsilon = 0.15$ و برای بتن با مقاومت بالا، برابر $\upsilon = 0.2$ می‌باشد.

۱-۴-۵ تنش تسلیم یا تنش جاری‌شدن (f_y) و کرنش تسلیم (ϵ_y)

از مهمترین مشخصات فولاد مقدار تنش تسلیم یا تنش جاری‌شدن آن است که باتوجه‌به نمودار تنش ـ کرنش و توسط آزمایش کششی به دست می‌آید و با نماد f_y نمایش داده می‌شود. در اغلب فولادهای متعارف ساختمانی از جمله فولاد نرمه، تنش تسلیم به تنشی اطلاق می‌شود که مرزی بین عملکرد ارتجاعی و خمیری فولاد را مشخص می‌کند و در آن فولاد از ناحیه خطی وارد ناحیه خمیری می‌شود. به کرنش متناظر با تنش تسلیم ϵ_y، کرنش تسلیم یا کرنش شروع ناحیه پلاستیک گفته می‌شود. این تنش در فولادهای پرمقاومت، تنشی است که متناظر با مقدار معینی کرنش (معمولاً ۲ درصد) باشد.

---

[۱] Young's modulus

[۲] مبحث دهم بند ۱۰ـ۱ـ۴ـ۲

[۳] مبحث نهم بند ۹ـ۱۳ـ۷ـ۱

[۴] مبحث دهم

۱-۴-۶ تنش‌نهایی یا تنش گسیختگی (f_u) و کرنش گسیختگی (ϵ_u)

تنش‌نهایی فولاد است که با نماد f_u نمایش داده می‌شود، تنشی است که در آن، فولاد گسیخته می‌شود. این تنش و کرنش متناظر آن یعنی کرنش گسیختگی (ϵ_u) در انتهای منحنی تنش ـ کرنش قابل مشاهده می‌باشد.

۱-۴-۷ ناحیه پلاستیک یا خمیری

طول ناحیه خمیری حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر کرنش نظیر ناحیه ارتجاعی است که به آن «ناحیه پلاستیک» گفته می‌شود. این ناحیه بیان کننده خاصیت شکل‌پذیری فولاد بوده و عامل مهمی در طراحی پلاستیک سازه است.

۱-۴-۸ ناحیه سخت شدگی مجدد

در انتهای ناحیه پلاستیک، تنش مجددا با افزایش کرنش امّا با شیب به مراتب کمتر از ناحیه الاستیک (ارتجاعی) ازدیاد پیدا می‌کند که به این رفتار، «سخت‌شدگی مجدد» می‌گویند. مدول الاستیسیته فولاد را در ابتدای این ناحیه با E_{st} نمایش می‌دهند که به‌صورت تقریبی در رابطه $E_{st} = \frac{E}{33}$ صدق می کند.

با افزایش تنش در ناحیه سخت‌شدگی مجدد، تنش به مقدار نهایی خود f_u می‌رسد و بعد از این مرحله، کاهش موضعی زیادی در مقطع عرضی رخ می‌دهد. در ادامه ظرفیت نمونه کاهش می‌یابد تا بالاخره گسیختگی کششی اتفاق می‌افتد. کرنش متناظر با شروع ناحیه سخت‌شدگی مجدد، با نماد ε_{st} نمایش داده می‌شود که در واقع بیانگر کرنش در تنش‌نهایی یا کرنش در انتهای ناحیه سخت‌شدگی است.

۱-۴-۹ ضریب فنریت و ضریب طاقت

باتوجه‌به علم مکانیک جامدات، سطح زیر نمودار تنش ـ کرنش معرف انرژی ذخیره شده در واحد حجم یک عضو تحت نیروی محوری است. در ناحیه الاستیک، پس از باربرداری، کلیه تغییرشکل‌ها و کرنش‌ها حذف می‌شوند و لذا میزان انرژی جذب شده قابل برگشت می‌باشد. به سطح زیر نمودار تنش ـ کرنش فولاد در ناحیه الاستیک «**ضریب فنریت**» و به سطح زیر نمودار تنش ـ کرنش در ناحیه پلاستیک «**ضریب طاقت**» گفته می‌شود. به‌عنوان مثال، اگر جذب انرژی بالاتری برای فولاد در ناحیه الاستیک مد نظر باشد، از فولاد با ضریب فنریت بالاتر و اگر جذب انرژی بالاتری برای فولاد در ناحیه پلاستیک مد نظر باشد، از فولاد با ضریب طاقت بالاتر استفاده می‌شود. مقدار ضریب فنریت و ضریب طاقت، برای انواع فولاد در جدول ۳ـ۱ مشاهده می‌گردد.

جدول ۳ ـ۱ برخی مشخصات مکانیکی در انواع فولاد

نوع فولاد	تنش تسلیم $(F_y)kg/cm^2$	ضریب فنریت $kg\text{-}cm/cm^3$	ضریب طاقت $kg\text{-}cm/cm^3$
فولاد نرمهٔ معمولی A36	۲۵۲۰	۱/۵۴	۸۴۰
فولاد پرمقاومت A441	۳۵۰۰	۳/۰۱	۱۰۵۰
فولاد خشکه A541	۷۰۰۰	۱۱/۹	۱۳۳۰

۱-۴-۱۰ شکل‌پذیری (μ)

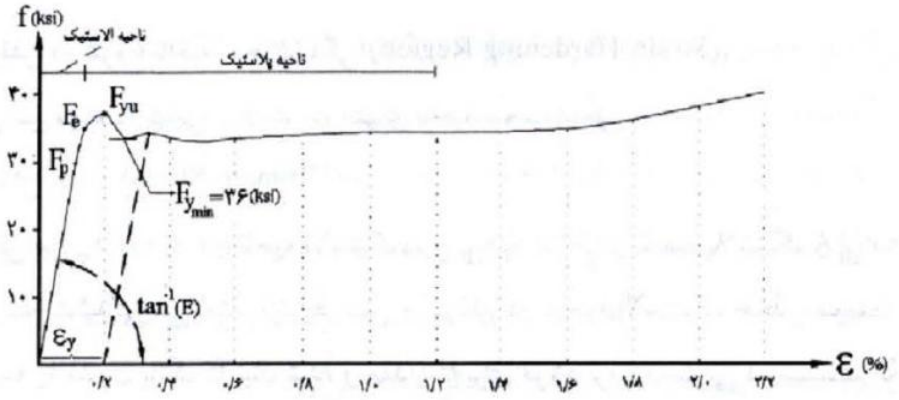
یکی دیگر از خواص مهم فولاد، قابلیت شکل‌پذیری آن است. به نسبت کرنش نهایی به کرنش شروع ناحیه پلاستیک، «**ضریب شکل‌پذیری**» گویند که به‌صورت رابطه $\mu = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y}$ بیان می‌شود. هرچه دامنه خمیری کمتر باشد، شکل‌پذیری فولاد کمتر است که به آن رفتار ترد می‌گویند.

۱-۴-۱۱ چکش خواری (Ψ)

به نسبت کرنش نظیر نقطه شروع شدن سخت شدگی کرنشی به کرنش نظیر نقطه جاری‌شدن فولاد، «**ضریب چکش خواری**» فولاد (Ψ) گفته می‌شود. این نسبت با رابطه $\Psi = \frac{\varepsilon_{sh}}{\varepsilon_y}$ محاسبه می‌گردد و با افزایش قابلیت چکش خواری فولاد، این نسبت افزایش می‌یابد.

۱-۴-۱۲ فرم پذیری، انعطاف پذیری و شکل‌پذیری

در ادبیات مهندسی سه عبارت زیر به هم نزدیک بوده و ممکن است به اشتباه برداشت و یا مورداستفاده قرار گیرد. «**فرم‌پذیری**» قابلیت فرم دادن و شکل دادن به ماده است (بتن تازه، ماده فرم پذیری است). «**انعطاف‌پذیری**» معادل آن است که ماده تحت اثر بار، توانایی تحمل کرنش های زیادی را داشته باشد. کرنش نهایی ماده با نماد ε_u تعریف می‌شود و به‌عنوان مثال، فولاد ماده ای انعطاف پذیر ولی شیشه ماده ای ترد است. «**شکل‌پذیری**» متناظر با قابلیت استهلاک انرژی و رفتارهای غیرخطی ماده است. این مشخصه، میزان قابلیت ورود سازه را به ناحیه غیر ارتجاعی، از طریق تغییر شکلهای غیرارتجاعی نشان می‌دهد.



شکل ۱۴ـ۱ نمودار تنش کرنش فولاد ـ ناحیه پلاستیک

f_P حد تناسب تنش[۱] که رفتار سازه تا این نقطه به‌صورت الاستیک خطی بوده و از قانون هوک تبعیت می کند.

f_E حد الاستیک تنش[۲] که رفتار سازه تا این نقطه به‌صورت الاستیک (خطی و یا غیرخطی) است.

f_{yu} حد بالایی تسلیم

f_y حد پایینی تسلیم که عمدتا مشخصه اصلی فولاد را بیان می کند و ضوابط آیین نامه های طراحی معمولا بر اساس مقدار این تنش استوار است.

ε_y کرنش در شروع ناحیه پلاستیک

ε_{sh} کرنش در شروع ناحیه سخت شدگی[۳]

ε_{ult} کرنش نهایی در انتهای ناحیه سخت شدگی

f_{ult} تنش‌نهایی[۴]

۱-۴-۱۳ کرنش سختی[۵]،کار سختی[۶] یا کار سرد[۷]

به عملیاتی که در دمای محیط و به منظور تغییر مشخصات مکانیکی ماده انجام می گیرد، کرنش سختی، سخت شدگی کرنشی، کار سختی، کار سرد، شکل دهی سرد و یا سردکاری می‌گویند. این عملیات با ایجاد کرنش ماندگار[۸] (در ناحیه پلاستیک) و تغییر آرایش کریستال های ماده همراه است. جهت تشریح کار سرد در آزمایش کشش فولاد، فرض می‌شود بار کششی بر روی نمونه اعمال شده و سپس باربرداری انجام می‌شود. در این صورت، باتوجه‌به میزان بارگذاری و یا باتوجه‌به زمان استراحت، نمونه دارای رفتارهای متفاوتی خواهد بود.

۱-۴-۱۳-۱ تاثیر میزان بارگذاری در رفتار

باتوجه‌به میزان بارگذاری، نمونه دارای رفتارهای متفاوتی خواهد بود.

---

[۱] Proportional Limit

[۲] Elastic Limit

[۳] Strain Hardening Region

[۴] Ultimate Stress

[۵] Strain hardening

[۶] Work Hardening

[۷] Cold-working

[۸] Residual strain

الف- بارگذاری در ناحیه الاستیک

چنانچه بارگذاری در ناحیه الاستیک انجام شود، کرنش ایجاد شده پس از باربرداری خنثی شده و کرنش نهایی صفر خواهد بود. در این وضعیت، ماده قابلیت بارگذاری مجدد را داشته و رفتار آن دچار تغییر نمی‌گردد.

ب- بارگذاری تا ناحیه پلاستیک

چنانچه بارگذاری تا ناحیه پلاستیک شود ادامه یابد، کرنش منفی ناشی از باربرداری کمتر از کرنش بارگذاری بوده و تفاوت آنها به‌صورت کرنش ماندگار، در نمونه باقی می‌ماند.

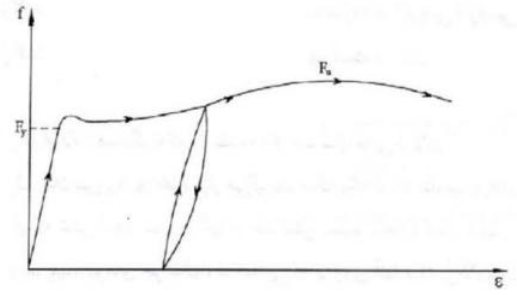
۱-۴-۱۳-۲ تاثیر زمان استراحت در رفتار

باتوجه‌به زمان استراحت، نمونه دارای رفتارهای متفاوتی خواهد بود.

به زمان بین باربرداری و بارگذاری مجدد نمونه، «**زمان استراحت**» می‌گویند که مقدار آن بر حسب نوع فولاد و شرایط بارگذاری، در محدوده ۸ تا ۲۴ ساعت است. چنانچه بارگذاری و باربرداری در ناحیه پلاستیک انجام شده باشد، رفتار نمونه در بارگذاری بعدی بر اساس زمان استراحت متفاوت خواهد بود.

الف- بارگذاری پس از استراحتی کوتاه

چنانچه بارگذاری بعدی پس از استراحت کوتاه انجام شود، رفتار اولیه ماده (مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی) تغییر نمی کند ولی شکل‌پذیری آن کاهش می‌یابد. این وضعیت در شکل ۱۵ــ۱ نشان داده‌شده‌است.



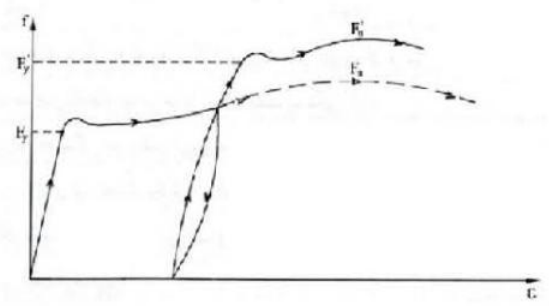
شکل ۱۵ــ۱ استراحت کوتاه

ب- بارگذاری پس از استراحت طولانی

چنانچه بارگذاری بعدی پس از استراحت طولانی انجام شود، مشخصات فولاد تغییر خواهد کرد، به نحوی که مطابق شکل ۱۶ ــ ۱ تنش تسلیم و تنش‌نهایی افزایش یافته و طول ناحیه خمیری آن کاهش می‌یابد. از کاربردهای عملیات سرد می‌توان به ساخت کابلهای کششی پرمقاومت فولادی اشاره نمود. تارهای کابل اصلی، حاصل بافته شدن تارهای نازک فولاد است که بر روی آنها کار سرد انجام شده‌است.

در تولید نیمرخهایی که خم آنها توسط پرس انجام می‌شود، به دلیل کار سرد انجام شده، فولاد ناحیه خم دارای تنش تسلیم بالاتر و شکل‌پذیری کمتری می‌باشد. برخی آیین‌نامه‌ها باتوجه‌به این موضوع، افزایش مقدار تنش را در این ناحیه مجاز می دانند.

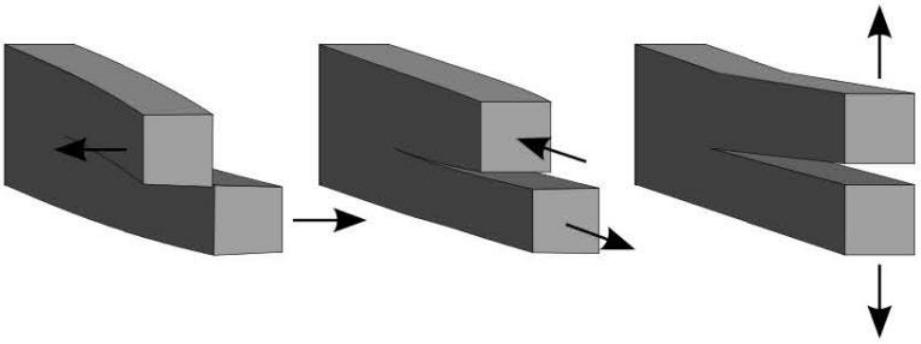
برای بازگشتن به خواص اولیه فولاد، لازم است طی عملیات بازپخت، فولاد به درجه حرارتی بالاتر از درجه حرارت بحرانی رسانده شود. سپس خنک شدن آن به کندی انجام شود تا کریستالیزاسیون ماده مطابق حالت اولیه صورت گیرد.



شکل ۱۶ـ۱ استراحت طولانی

۱-۴-۱۴ شکست فولاد

شکست فولاد بر اثر بار وارده، باتوجه‌به مدت زمان بارگذاری، به دو صورت شکل پذیر و ترد صورت می گیرد. از دیدگاه ماهیت تنش، شکست فولاد از طریق تنش کششی، تنش برشی داخل صفحه و تنش برشی عمود بر صفحه امکان پذیر است که ترک متناظر را مطابق شکل ۱۷ ـ ۱ با نام ترک کششی، ترک برشی داخل صفحه و ترک برشی عمود بر صفحه نامگذاری می‌کنند.



الف ـ ترک کششی **ب ـ ترک برشی داخل صفحه** **پ ـ ترک برشی عود بر صفحه**

شکل ۱۷ـ۱ انواع ترک باتوجه‌به تنش موثر در ایجاد شکست

الف- شکست شکل پذیر[1]

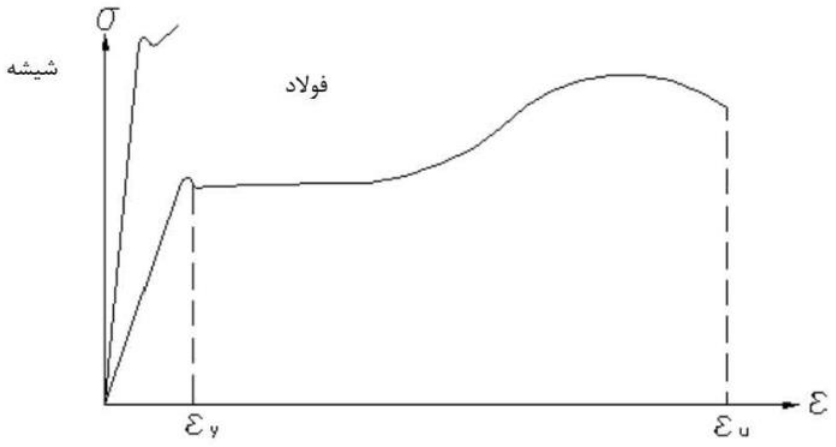
چنانچه بار کششی در دمای متعارف و به‌صورت تدریجی به نمونه وارد شود، فولاد وارد مرحله پلاستیک شده و سطح مقطع آن به مرور کاهش می‌یابد[2]. نهایتا مقدار تنش موجود در سطح مقطع از حد مقاومت فولاد بیشتر شده و نمونه گسیخته می‌شود.

[1] Ductile fracture

2 Necking

ب- شکست ترد[1]

در شرایطی مانند بارگذاری در دمای کم و یا به‌صورت سریع، شکست نمونه قبل از هر گونه تغییر شکل پلاستیک رخ می دهد که به آن شکست ترد یا تردشکنی می‌گویند. فولاد در درجه حرارت معمولی ماده ای انعطاف پذیر است ولی در دمای پایین و یا تحت تاثیر تنش های چند محوره، مطابق شکل ۱۸ــ۱، به ماده ای ترد و شکننده (مانند شیشه) تبدیل می‌شود.



شکل ۱۸ــ۱ نمودار تنش ــ کرنش برای مصالح فولاد (شکل پذیر) و شیشه (ترد)

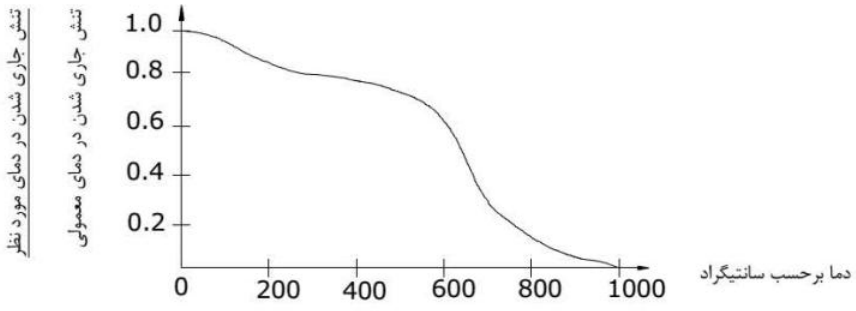
از عوامل مؤثر در ایجاد و یا تسریع تردشکنی، می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

1 Brittle Fracture

- درجه حرارت: از دمای ۱۰ـ درجه سانتیگراد، شکل‌پذیری فولاد کاهش می‌یابد و در دمای ۴۵ـ درجه سانتیگراد، فولاد نرمه به فولادی ترد و شکننده تبدیل می‌شود (دمای تردشکنی بیشتر آلیاژها تا ۶۰ـ درجه سانتیگراد است). هرچه دما کمتر باشد، میزان تردشکنی بیشتر خواهد بود.
- سرعت در بارگذاری (بار ضربه‌ای).
- بارگذاری دینامیکی (رفت و برگشتی).
- نوع آلیاژ فولاد.
- هندسه اتصال و نوع اجرا.
- ممانعت از تغییر شکل قطعه.
- ضخامت قطعه (با افزایش ضخامت، احتمال تردشکنی افزایش می‌یابد).
- وجود ترکهای مویین، شیار یا زخم در قطعات فولادی (در اثر سرد شدن سریع قطعه حرارت دیده و یا جوشکاری شده، ترک های مویین در قطعه به وجود می آیند).
- وجود تنش کششی در قطعه.
- وجود تنش‌های سه محوری، ناشی از شکل عضو، نوع اتصال و یا ناشی از عملیات حرارتی و جوشکاری.

۱۵-۴-۱ عملیات حرارتی

فولاد ماده ای است که به حرارت حساس بوده و مشخصات مکانیکی آن در مقابل حرارت تضعیف می‌شود. بررسی رفتار فولاد در مقابل تغییرات حرارت جوی نشان داده است که تاثیر چندانی ندارد و این اثرات در تغییرات شدید مانند هنگام جوشکاری و آتش‌سوزی مطرح است.



شکل ۱۹ـ۱ تغییر تنش تسلیم در برابر دما

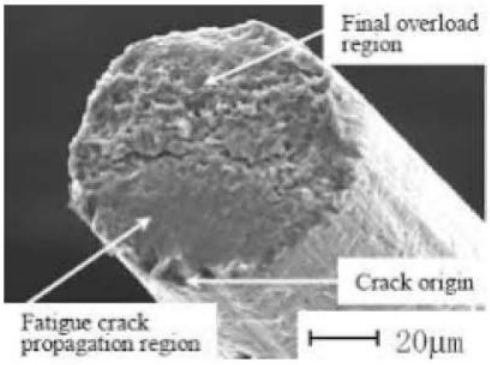
فولاد در دماهای بالا به‌صورت خمیری در می‌آید و لذا مشخصات مقاومتی آن کاهش و تغییرشکل‌ها و کرنش‌های آن افزایش می‌یابد. کاهش مقاومت فولاد در مقابل حرارت، بزرگترین عیب ساختمان‌های فولادی است که در حادثه یازدهم سپتامبر، سبب تخریب برج های دوقلوی آمریکا گردید. برای مقاوم‌کردن فولاد در برابر حرارت می‌توان از بتن پاشی اطراف اعضاء فولادی، رنگهای مقاوم در برابر حرارت و یا پوشش اعضاء با مواد عایق معدنی مانند کناف استفاده نمود.

با افزایش درجه حرارت، ضریب ارتجاعی فولاد، تنش تسلیم و تنش‌نهایی کاهش می‌یابد که برای رفع این نقیصه از عملیات بتن باشی و یا از رنگهای ضد حریق استفاده می‌شود. استفاده از پوشش های ضد حریق در حال حاظر برای اسکلت های فلزی بلند مرتبه الزامی است.

در عمل تبرید، فولاد را حداقل تا ۹۰۰ درجه سانتیگراد حرارت داده سپس آن را یکباره با استفاده از آب یا روغن تا حدود ۱۹۰ درجه سانتیگراد خنک می‌کنند و در عمل با باز پخت این فولاد را دوباره ۶۲۰ درجه سانتیگراد حرارت داده و به‌صورت طبیعی در حرارت محیط خنک می‌کنند. به‌صورت خلاصه می‌توان گفت که تبرید فولاد سبب ایجاد ساختاری بسیار سخت و محکم می‌گردد و حرارت دوباره فولاد (باز پخت) موجب تقلیل مقاومت و سختی آن شده که شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد.

۱-۴-۱۶ خستگی[1]

همانگونه که در بخش های قبل ذکر شد خستگی از ویژگیهای سازه‌های فولادی است که در اثر تکرار مکرر بارگذاری و باربرداری ایجاد می‌شود و به شکل‌گیری ترکهای موضعی کوچک منجر می‌گردد. گستردگی ترکهای خستگی به تدریج به وسیله بارهای مکرر بعدی افزایش می‌یابد تا اینکه بالاخره مقطع عرضی مؤثر آنقدر کاهش می‌یابد که احتمال دارد گسیختگی فاجعه آمیزی رخ دهد. نمونه ای از ترک های ایجاد شده بر اثر خستگی در شکل زیر نشان داده‌شده‌است.

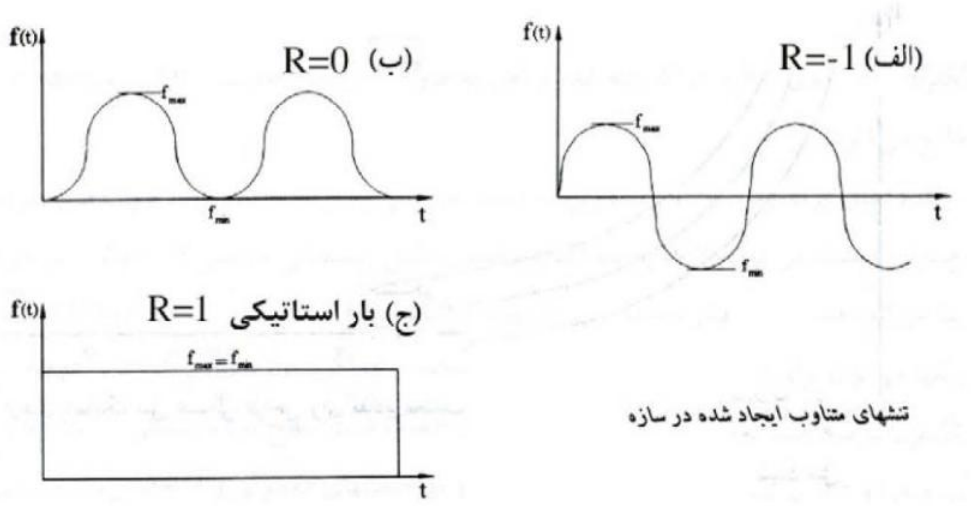


شکل ۲۰ــ۱ ترک های ناشی از خستگی در فولاد

قطعاتی که تحت بارهای دینامیکی و پیاپی قرار دارند، به مرور زمان خاصیت خود را از دست داده و به عبارتی فولاد خسته می‌شود. به علت خستگی، قطعه مقاومت اولیه خود را از دست داده و تحت تنش‌های به مراتب کوچکتری از تنش‌های اولیه (که قبلاً قطعه به راحتی تحمل می نموده) گسیخته می‌شود. پلها، تیرهای جرثقیل، سازه‌هایی که بر روی آنها ماشین آلات مانند توربین، ژنراتور، کمپرسور نصب شده‌اند، سازه‌هایی که در مجاورت فرودگاه ها قرار گرفته‌اند و سایر سازه‌های مشابه بایستی در مقابل پدیده خستگی کنترل شوند.

چنانچه نیروهای متناوبی که بر سازه وارد می‌شوند، در یک نقطه تنشهایی مطابق شکل ۲۱ــ۱ ایجاد کنند، تنش‌های حداقل و حداکثر و نسبت آنها قابل تعریف و استفاده خواهند بود.

[1] Fatigue



شکل ۲۱ـ۱ تنش های متناوب ایجاد شده در سازه

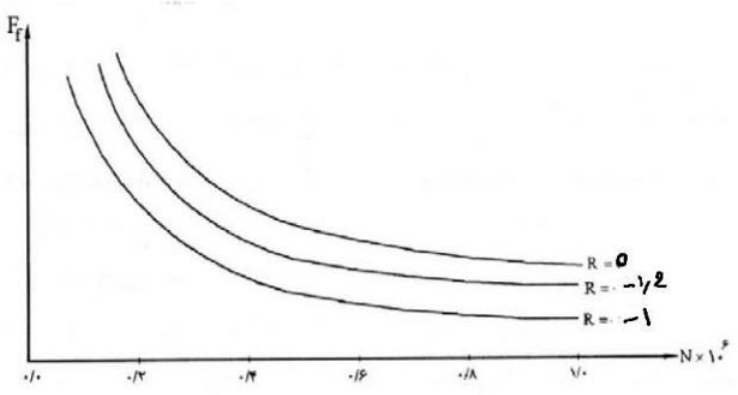
f_{max} تنش حداکثر ایجاد شده در سازه

f_{min} تنش حداقل ایجاد شده در سازه

f_t برابر fmax - fmin تفاوت تنش ایجاد شده در سازه

R برابر fmin/ fmax نسبت تنش های ایجاد شده در سازه (مقدار R برای بارگذاری های قبلی روی آن نشان داده شده بود).

آزمایش‌های مربوط به خستگی معمولاً بر روی نمونه‌های زیادی از یک مصالح با نسبت های مختلف تنش R انجام می گیرد. بارگذاری در تعداد تکرار مختلف نیرو آن قدر ادامه می‌یابد تا قطعه گسیخته شود. با رسم نمودار تنش f بر حسب تعداد تکرار نیرو N (منحنی F-N) که به نمودار خستگی یا نمودار ولر [۱] مرسوم است، منحنی های طراحی بر اساس معیار خستگی که ارائه کننده حداکثر تنش مجاز طراحی است، بدست می‌آید. با افزایش تعداد تکرار نیرو (N) تنش مجاز طراحی در معیار خستگی کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که تعداد تکرار نیرو در بعضی مواقع به چندین میلیون مرتبه می رسد و معمولاً از منحنی های لگاریتمی استفاده می‌شود. شکل ۲۲ـ۱ به‌صورت شماتیک منحنی F-N را برای مقادیر مختلف R نمایش می دهد.



شکل ۲۲ـ۱ نمودار شماتیک تنش خستگی طراحی برای مقادیر مختلف نسبت تنش

[۱] Woehler

معمولاً تعداد تکرار نیرو برای تعیین تنش خستگی طراحی در سازه‌های فولادی $N= ۲\times۱۰^۶$، در دستگاه های ماشین سازی $N= ۱۰\times۱۰^۶$ و برای فلزات سبک نظیر آلومینیوم که در سازه‌های هواپیما و فضایی استفاده می‌شود، $N= ۱۰۰\times۱۰^۶$ در نظر گرفته می‌شود.

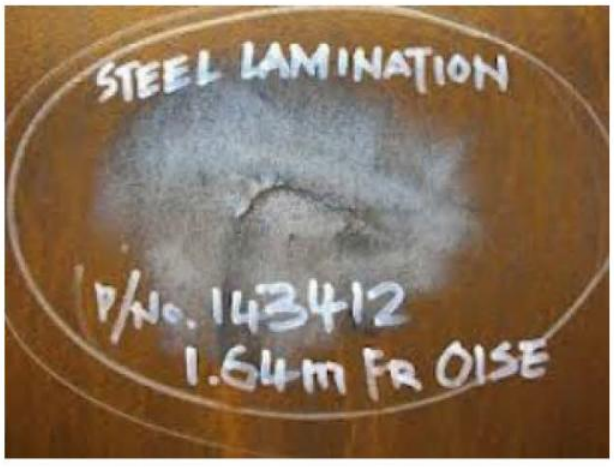
تنش خستگی طراحی F_f نسبت به مقاومت گسیختگی F_u کمتر بوده و به‌عنوان مثال برای فولاد ST37 با $F_u = 3700$ برابر $F_f = 1500$ و برای فولاد ST52 با $F_u = 5200$ برابر $F_f = 1700$ (در تعداد تکرار زیاد N) خواهد بود.

چون در اغلب موارد، سازه‌هایی که تحت پدیده خستگی قرار می گیرند، عملکردی مناسب تری از آنچه منحنی (F−N) ارائه می کند، از خود نشان می‌دهند. لذا نگرش آیین نامه های جدید طراحی نسبت به پدیده خستگی با آنچه قبلاً بیان شد، متفاوت می‌باشد. در این نحوه برخود پس از ارائه تعریف جامعی از مجموعه بارها و تنش های وارده بر سازه و بارگذاری آن با تعداد دفعات تکرار که بر اساس شواهد و تجربه با استفاده از روش های آماری تعیین می‌شود، نسبت به انجام آزمایش‌های بهره برداری اقدام می‌شود. معمولا در طراحی سازه‌های فولادی گران قیمت مانند هواپیماها و سازه‌های فضایی خاص این روش متداول است و برای اغلب سازه‌های فولادی، ضوابط طراحی هنوز متکی بر نمودارهای F-N است.

در ساختمانها، بار ثقلی متغیر، بار زنده است که به دلیل کم بودن مقدار بار، خستگی ایجاد نمی کند. بار جانبی ناشی از زلزله، در هنگام بروز زلزله به تعداد دفعات کم (بسیار کمتر از مقادیر مربوط به پلها) ولی با مقدار بار قابل توجه، اعمال می‌شود و دیده شده‌است که این نوع بار اعمال شده به سازه، ایجاد خستگی می کند. مشخصات خستگی ایجاد شده تحت این بارگذاری با خستگی پلها متفاوت است و به دلیل تعداد سیکل های کم بارگذاری، با نامهای خستگی کم چرخه و خستگی بسیار کم چرخه نامگذاری شده‌اند.

۱-۴-۱۷ تورق[1]

ساختار درونی چوب مجموعه ای از الیاف به هم فشرده می‌باشد. عمل نورد در فولاد در واقع چنین را در داخل فولاد با شدت کمتری تولید می‌کند. در اتصال دو قطعه در اتصال جوشی فلز جوش در هنگام سرد شدن منقبض می‌شود. اگر این جمع شدگی عمود بر الیاف فرضی فولاد باشد گسیختگی داخلی (جدایی لایه‌ها) در امتداد سطح تماس دو لایه صورت می‌گیرد که به این عمل تورق (لمینیشن) می‌گویند. همچنین تورق یک نوع ترد شکنی نیز می‌باشد. باتوجه‌به این خصلت فولاد در اتصال جوشی دو قطعه بهتر است که تا حد امکان لایه‌های بیشتری در قسمت جوش قرار گیرند. نمونه



شکل ۲۳ـ۱ تورق ناشی از جوشکاری

[1] Lamination

ای از تورق ناشی از جوشکاری در شکل ۲۳ـ۱نشان دادهشدهاست.

۱-۴-۱۸ جوش پذیری[1]

جوش پذیری فولاد با افزایش سختشدگی کاهش مییابد؛ بنابراین ارزیابی دقیق این موضوع حائز اهمیت میباشد. از نظر ارزیابی جوش پذیری نقش عناصر آلیاژی موجود در فولاد را با پارامتری به نام «کربن معادل» میسنجند.

«کربن معادل» یعنی اینکه بجای عناصر آلیاژی، فولاد چه مقدار کربن میتواند داشته باشد تا همان نقش را در جوش پذیری فولاد داشته باشد. یکی از راه های بررسی جوش پذیری فولاد محاسبه کربن معادل است. فرمول های مختلفی برای کربن معادل ارائه شدهاست که یکی از آنها بهصورت زیر میباشد.

$$C_E = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

این فرمول طبق استاندارد کشور انگلیس (BS 4360) میباشد و در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نشریه ۵۵ نیز آمده است. در این رابطه عناصر کربن C، منگنز Mn،کرم Cr، مولیبدن Mo، وانادیوم V، نیکل Ni و مس Cu موثر هستند و علامت اختصاری هر عنصر، معرف درصد همان عنصر در آنالیز شیمیایی فولاد است.

بدیهی است هر چه مقدار معادل کربن بیشتر باشد، سختشدگی فولاد یا تمایل به تشکیل مارتنزیت بیشتر میشود. بدون در نظر گرفتن ضخامت و شکل قطعه، برای جوشکاری موفقیت آمیز باتوجهبه میزان معادل کربن، بکار بردن توصیه های زیر مفید خواهد بود.

جدول ۴ـ۱ توصیه هایی بر اساس میزان کربن فولاد

معادل کربن بر حسب درصد	ملاحظات جوشکاری
کمتر از ۰/۴	بدون احتیاط – الکترودهای سلولزی یا روتیلی
۰/۴ تا ۰/۴۸	الکترودهای معمولی با ۱۰۰ تا ۱۲۰ درجه پیش گرمایش الکترود روپوش قلیایی کم هیدروژن بدون پیش گرمایش
۰/۴۸ تا ۰/۵۵	الکترودهای معمولی با ۲۰۰ تا ۲۵۰ درجه پیش گرمایش الکترود روپوش قلیایی کم هیدروژن با ۱۵۰ تا ۲۰۰ درجه پیش گرمایش الکترود اوستنیتی یا روکش قوسی فلزی گازی بدون پیش گرمایش
بیش از ۰/۵۵	الکترود روپوش قلیایی کم هیدروژن با ۲۰۰ تا ۳۵۰ درجه پیش گرمایش الکترود اوستنیتی یا روکش قوسی فلزی گازی بدون پیش گرمایش

[1] Weldability

طبق مبحث نهم، قابلیت جوش پذیری میلگردها بر اساس کربن معادل تعیین می‌شود. درصورتی‌که کربن معادل از ۰٫۵۱% کمتر باشد، میلگرد قابل جوشکاری است و هر چه این مقدار کمتر باشد، قابلیت جوش پذیری آن بیشتر است.

۱-۵ بارگذاری

در جهان سرمایه‌داری و اقتصادی فعلی که قیمت مصالح و دستمزدها در حال افزایش است، بدست آوردن اقتصادی‌ترین راه حل برای طرح ایمن و بادوام سازه بسیار مهم است. اعضا سازه باید چنان انتخاب گردند و در کنار هم آرایش داده شوند که علاوه بر کارائی مناسب، اقتصادی‌ترین راه حل برای طراحی سازه حاصل شود. بطور کلی در طراحی، اصول زیر بایستی مدنظر قرارگیرد:

- حداقل هزینه
- حداقل وزن سازه
- حداقل زمان ساخت
- حداقل نیروی کار برای ساخت و نصب
- حداکثر بهره دهی برای کارفرما و عملکرد مناسب در طول زمان

اگر چه در ساخت و بهینه کردن رعایت تمام این اصول مشکل است، با اینحال عموماً ضابطه حداقل وزن که منوط به حداقل هزینه می‌شود، ضابطه مناسبی است ولی نباید سایر ضوابط عملی را فراموش نمود. بطور کلی مراحل طراحی یک سازه شامل بارگذاری، تحلیل سازه و سپس طراحی آن می‌باشد.

پس از تهیه نقشه اولیه و تعیین نوع سیستم باربر سازه، بایستی باتوجه‌به نوع و عملکرد سازه، نیروها و بارهای مؤثر به‌صورت کمی و به شکل مناسب باتوجه‌به ترکیب بارهای ارائه شده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (حداقل بارهای وارده بر ساختمان) برروی سازه اعمال شود. برخی از انواع متداول بارها به شرح زیر می‌باشد:

۱-۵-۱ بار مرده

وزن اسکلت فولادی و همه مواردی که به طور دائم توسط آن حمل می‌شوند، بار مرده را تشکیل می‌دهند که باید در طرح ساختمان در نظر گرفته شوند. جابجایی این بارها نسبت به سازه ممکن نیست و چون جهت و مقدار آنها همواره در محلی معین و در راستای شتاب ثقل است، به آنها بار مرده گفته می‌شود. پوشش سقف، سقفهای معلق، لوله‌ها، کانالهای تهویه هوا، کابلهای برق، وسایل روشنایی و... از جمله عناصری هستند که در طول عمر سازه با آن همراه خواهند بود و از آن جدا نخواهند شد. جهت اطلاع بیشتر به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مراجعه شود.

بار مرده عبارتست از وزن اجزاء دائمی ساختمان مانند تیر، ستون، دیوار، کف، راه پله، نازک کاری، پوشش و تاسیسات و تجهیزات ثابت [1].

[1] مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان بند۶ـ۳ـ۱

۱-۵-۲ بار زنده (سربار)

بار زنده، باری غیر دائمی است که در حین بهره برداری به سازه وارد می‌شود. بارهای حین ساخت و بارهای محیطی مانند باد، برف، باران، زلزله و سیل جزو بار زنده محسوب نمی‌شوند [۱].

بارهای زنده به دو گروه تقسیم می‌شوند:

- سربارهای ساکن ولی قابل حرکت مانند اثاثیه منزل، وسایل اداری و... یا بارهای زنده ولی با سرعت کم، مانند وزن اشخاص، حیوانات و... که بارهای ایستا (استاتیک) نامیده می‌شوند.
- سربارهای متحرک با اثر دینامیکی قابل توجه (بارهای ضربه ای) مانند ماشینها، آسانسورها، جرثقیل‌ها و موارد مشابه.

در تحلیل و طراحی سازه‌هایی که بارهای زنده دارای اثر ضربه را تحمل می‌کنند، بارهای یاد شده را باید با ضریب ضربه مناسبی افزایش داد.

برای ضرایب ضربه، در درجه اول اعداد ضربه مربوط به دستگاه بارگذارنده (درصورتی‌که به طور کتبی از طرف سازنده دستگاه موجود باشد) ملاک خواهد بود. درصورتی‌که چنین اعدادی موجود نباشد، باید حداقل افزایش بار زنده، مطابق با مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان را به‌عنوان ضریب ضربه در نظر گرفت. در موارد ذیل باید ضریب ضربه و اثر دینامیکی بار زنده منظور شود:

- بار تکیه گاه آسانسور
- بار تیرها و اتصالات حامل جرثقیل متحرک بزرگ (ارابه با راننده) و بلند کننده های کوچک (با کابل فرمان دستی).
- بار تکیه گاه ماشینهای دورانی، اعم از اینکه با موتور سر خود و یا محور محرک اتصالی کار کند.
- بار تکیه گاه ماشین آلات با حرکت متناوب.
- بار آویزهای کششی که کف و یا بالکن را تحمل می‌کنند.
- بارهای دینامیکی دیگر در صورت وجود.

۱-۵-۳ بار سیل

سیل طرح، سیلابی است که احتمال تجاوز از آن در سال ۱٪ باشد (دوره بازگشت ۱۰۰ سال). به ارتفاع موج این سیل، ارتفاع سیل طرح گفته می‌شود.

سازه باید به‌گونه ای طرح، اجرا و مهارگردد تا در مقابل شناوری، فرو ریختن و تغییر مکان جانبی دائمی ناشی از بار سیل طرح (مطابق با ترکیب بارها) مقاومت کند. همچنین بار ناشی از ضربه اشیائی که توسط سیل منتقل شده‌اند، به‌عنوان بار ضربه ای محسوب و در نظر گرفته می‌شود [۲].

[۱] مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان بند ۶ـ۵ـ۱ـ۱

[۲] مبحث ششم بخش ۶ـ۶

۱-۵-۴ بار برف

بار برف یکی از سربارهای وارده به بام ساختمانها است. بسته به موقعیت جغرافیایی و محل قرارگیری سازه از نظر مقدار ریزش برف، شکل سازه، وزش باد و ... بارهای حاصل از برف بر سازه‌ها تعیین و اعمال می‌شود. بار برف در آیین‌نامه‌ها معمولا به‌صورت درصدی از حداکثر بار برف روی زمین برآورد می‌شود.

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان(۱۳۹۲)، بار برف بر روی بامها، P_r، را باتوجه‌به شیب و دمای بام، برف‌گیری و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن از رابطه زیر تعیین می‌کنند.

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \qquad \text{ا ـ ۱}$$

P_g بار برف زمین،که برای نقاط مختلف کشور بین ۲۵ تا ۳۰۰کیلوگرم بر مترمربع متغیر است.

C_sضریب شیب در بام‌ها

I_s ضریب اهمیت

C_eضریب برف‌گیری

C_tضریب شرایط دمایی

بار برف زمین P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که احتمال تجاوز از آن در سال ۲٪ باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال). بار برف بام P_t ، باتوجه‌به شیب و دمای بام، برف‌گیری و اهمیت سازه تعیین می‌شود.

۱-۵-۵ بار باران

شدت بارندگی طرح معادل شدت بارندگی با تداوم ۱ ساعت و دوره بازگشت ۱۰۰ سال می‌باشد[۱].

عمق آب باران روی بام بر اساس شدت بارندگی، زهکشی بام و انباشتگی آب محاسبه می‌گردد.

۱-۵-۶ بار یخ

بار ناشی از یخ زدگی باران و برف باید در طراحی سازه و اجزاء حساس به یخ در نظر گرفته شود. ضخامت اسمی یخ بر اساس دوره بازگشت ۵۰ سال و با استفاده از مطالعات سازمان هواشناسی کشور و یا مطالعات محلی تعیین می‌گردد. همچنین در محاسبه نیروی باد در حالت وجود یخ، اثر افزایش ابعاد به اندازه ضخامت طراحی یخ باید در نظر گرفته شود[۲].

۱-۵-۷ بار باد

بار ناشی از وزش باد، عموماً به‌صورت جانبی و افقی بر سازه اعمال می‌شود. در سازه‌های بلند و سبک، اثرات باد از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در کلیه ساختمان‌های متعارف که دارای پلان متقارن و مستطیل شکل هستند، باد سبب فشار در قسمت بادگیر و مکش

[۱] مبحث ششم بخش ۶ـ۸

[۲] مبحث ششم بخش ۶ـ۹

در پشت بادگیر می‌شود. البته ممکن است سبب مکش یا فشار در پشت بامها نیز شود که در اغلب حالات از اثر عمودی بار باد در مقابل بار برف صرفنظر می‌شود. معمولا جمع اثر جانبی باد به‌صورت یکجا و در سمت بادگیر اعمال می‌شود.

فشار خارجی یا مکش ناشی از باد برروی سطوح ساختمان از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$p = I_w q C_e C_g C_p \qquad \text{۱ـ۲}$$

q	فشار مبنای باد است که از ضابطه آیین‌نامه تعیین می‌شود.
C_e	ضریب بادگیری
C_g	ضریب اثر جهشی
C_p	ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.
I_w	ضریب اهمیت برای باد

سازه و کلیه اجزاء آن باید باتوجه‌به اثر باد طراحی و ساخته شوند. فشار مبنای باد، بر اساس سرعت متوسط ساعتی باد با احتمال تجاوز ٪۲ (دوره بازگشت ۵۰ سال) توسط ضریبی در مجذور سرعت باد تعریف می‌گردد [۱].

۱-۵-۸ بار زلزله

جهت محاسبه بار زلزله و اطلاع از ضوابط طرح لرزه ای به مراجع معتبر مراجعه‌گردد [۲].

۱-۵-۹ بار انفجار

در صورت نیاز به اعمال بار انفجار، پوسته سازه باید برای فشار از خارج به داخل یا برعکس به مقدار $2.0\frac{KN}{m^2}$ طرح شوند. در نظر گرفتن بار انفجار برای ساختمان‌های با گروه خطر پذیری یک ضروری است [۳].

۱-۶ طراحی سازه

معیارهایی که در طراحی یک سازه فولادی بایستی مد نظر قرار گیرند، می‌تواند معیار مقاومت، پایداری، تغییرمکان، رفتار دینامیکی، خستگی و تردشکنی به شرح زیر باشد.

الف- معیار مقاومت

یکی از مهمترین معیارهایی است که در طرح سازه بایستی مورد نظر قرارگیرد. معیار مقاومت به دو صورت معیار تسلیم و معیار خمیری می‌تواند مطرح باشد. مطابق این معیار، سازه باید به گونه‌ای طرح شود که در هیچ حالتی تنش‌های آن به تنش‌های حدی و نهائی نرسد.

---

[۱] جهت اطلاع بیشتر به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) مراجعه شود.

[۲] به عنوان مثال، می توان به کتاب «مهندسی زلزله کاربردی»، تالیف نویسنده این کتاب مراجعه نمود.

[۳] مبحث ششم بخش ۶ـ۱۲

ب- معیار تسلیم

براساس این معیار فرض می‌شود که اگر در یک نقطه از سازه، تنشها به تنش تسلیم فولاد برسند، سازه در آن نقطه مقاومت خود را در برابر تحمل بار اضافی از دست می‌دهد. بنابرین با اعمال یک ضریب اطمینان مناسب و باتوجه‌به رفتار الاستیک فولاد، سازه مورد نظر تحلیل شده و نتایج بدست آمده با مقدار مجاز آن کنترل و اعضای سازه طراحی می‌شوند.

پ- معیارخمیری یا پلاستیک شدن

براساس این معیار چنانچه نقطه‌ای از سازه به تنش تسلیم برسد، کل سازه مقاومت خود را از دست نخواهد داد. در این معیار فرض می‌شود که پس از تسلیم شدن نقاطی از سازه، و با افزایش بارها، با انجام تغییرشکل‌هایی در همین نقاط تارهای دیگری نیز به تسلیم برسند تا در کل مقطع این نقاط به تنش تسلیم f_y رسیده و نهایتا در این نقطه مفصلی به نام مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. بعد از اینکه یک نقطه سازه به مفصل پلاستیک رسید، توزیع مجدد بار به نسبت سختی بین اعضای مختلف سازه صورت می‌گیرد تا در نقاط دیگری نیز مفصل پلاستیک[1] تشکیل شود و در نهایت به انهدام سازه منجر خواهد شد. در این معیار از تمامی مقاومت سازه استفاده شده و در نتیجه طرح اقتصادی‌تری نسبت به معیار تسلیم مورد نظر است.

ت- معیار پایداری

ممکن است در بعضی از اعضای سازه یا کل سازه قبل از اینکه تنشها به تنش تسلیم برسد و یا مفاصل پلاستیک تشکیل شود، کمانش یا ناپایداری در سازه اتفاق بیفتد. معیار پایداری به ویژه در سازه‌های فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، زیرا به دلیل مقاومت بالای اعضا، مقاطع نسبت به سازه‌های بتنی ظریفتر هستند و امکان ایجاد کمانش کلی یا موضعی و ناپایداری در آنها وجود دارد.

ث- معیار تغییرمکان

یکی از معیارها در طراحی سازه، معیار تغییر مکان است. در سازه‌های فولادی به دلیل بالا بودن مقاومت فولاد، عموماً مقاطع ظریف‌تر که حاصل آن کاهش لنگر اینرسی است وجود دارد و این امر نباید باعث افزایش تغییرمکان در اعضا گردد که خود سبب ترک در سقف و دیوار احساس نامطلوب برای ساکنین می‌شود. از این رو در طراحی سازه‌های فولادی که دارای ابعاد کوچک در پلان و ارتفاع زیاد هستند و حرکت جانبی آنها زیاد باشد و نیز در تیرهایی با دهانه بزرگ، معیار تغییر مکان بایستی مورد توجه قرار گرفته و کنترل شود.

---

[1] Plastic Hinch

ج- معیار رفتار دینامیکی

در طراحی سازه‌ها، بارها معمولاً به‌صورت استاتیکی در نظر گرفته می‌شوند، حال آنکه در برخی موارد خاص، نظیر بارهای ناشی از اثر ضربه و یا پلهای با دهانه بزرگ که ترافیک سنگین را تحمل می‌کنند و یا ساختمان‌های بلند و لاغر تحت بار جانبی، معیار رفتار دینامیکی بایستی مد نظر قرار گیرد.

چ- معیار خستگی

وقتی که سازه تحت تأثیر سیکلهای مکرر بارگذاری و باربرداری قرار گیرد (بدون اینکه تنشها از تنش تسلیم و یا پلاستیک تجاوز کند) در سازه انهدام و شکست رخ دهد که از آن به‌عنوان پدیده خستگی یاد می‌شود. پدیده خستگی به نوع بار و تعداد چرخه‌های بارگذاری و باربرداری و خواص فولاد بستگی دارد. این پدیده به ویژه در اتصالات سازه‌های فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در عمل باتوجه‌به تعداد سیکل بارگذاری محتمل در سازه از مقاومت جاری شده کاهش یافته فولاد در طراحی آن استفاده می‌شود.

ح- معیار تردشکنی

در فولادهای با کربن زیاد و مقاومت بالا، پدیده ترد شکنی می‌تواند رخ دهد. در این صورت هنگامی که سازه تحت اثر بار قرار می‌گیرد، بدون آنکه در آن اثری از کاهش تدریجی سختی مشاهده شود، به‌صورت ناگهانی شکست رخ می‌دهد. کنترل معیار ترد شکنی در سازه‌های فولادی در صورت استفاده از فولاد با مقاومت بالا، الزامی است.

۱-۷ تحلیل سازه، پیش نیاز طراحی

پس از آنکه نحوه ترتیب و قرارگیری اجزای سازه مشخص شده و بارهای وارده اعمال شد، سازه بایستی تحلیل شود. منظور از تحلیل یک سازه تعیین تلاشها شامل (لنگرهای خمشی، نیروهای برشی، نیروهای محوری و...) و نیز تغییرمکانها است.. برای سازه‌های بلند که تحت اثر نیروهای جانبی ناشی از زلزله و باد قرار می‌گیرند و از حرکت جانبی آنها جلوگیری نشده باشد، بایستی اثرات ثانویه موسوم به $P\text{-}\Delta$ در تحلیل سازه‌ای مد نظر قرارگیرد. باید دانست جوابهای تحلیل سازه همواره یکتاست، امّا نتیجه طراحی یک سازه می‌تواند یکتا نباشد.

۱-۷-۱ مشخصات هندسی مقطع

نحوه محاسبه برخی مشخصات هندسی مقطع قبلا در درسهای استاتیک و مقاومت مصالح ذکر گردیده که در این بخش یادآوری می‌گردد. یک مهندس محاسب باید توانایی محاسبه و اظهار نظر در باره کلیه مشخصات هندسی هر مقطعی را داشته باشد. لازم به ذکر است جداول آماده پروفیلها (جداول اشتال) مشخصات هندسی را برای مقاطع پروفیل تک ارائه می‌نمایند که در این کتاب مشخصات مذکور با اندیس i نمایش داده می‌شود (مثلا A_i برای مساحت تک پروفیل).

۱-۷-۲ دسته‌بندی مشخصات مقطع

مشخصات سطح مقطع از نظر محاسباتی به دو دسته مشخصات پایه‌ای یا اصلی و مشخصات ثانوی یا نتیجه شده طبقه‌بندی می‌گردند. مشخصات اصلی، مستقیماً از طریق سطح مقطع و مشخصات مصالح محاسبه می‌شوند. این مشخصات عبارتند از:

- مساحت مقطع
- گشتاور اول سطح حول یک محور
- گشتاور دوم سطح حول یک محور
- گشتاور لختی حول یک محور
- مساحت برشی در راستای یک محور
- ثابت پیچشی
- ثابت اعوجاج
- اساس مقطع پلاستیک حول یک محور
- مرکز برش

برخی دیگر از مشخصات سطح مقطع، از مشخصات اصلی نتیجه و یا بر مبنای آنها محاسبه می‌شوند. این مشخصات عبارتند از:

- مرکز هندسی نسبت به یک محور مشخص
- مرکز پلاستیک نسبت به یک محور مشخص
- اساس مقطع الاستیک حول یک محور
- شعاع ژیراسیون حول یک محور
- لنگر لختی نسبت به محورهای اصلی خمش
- زاویه دوران محور اصلی خمش

۱-۷-۳ مساحت و مرکز سطح

محاسبه مساحت نسبت به سایر مشخصات ساده‌تر است. از این ویژگی برای تعیین سختی محوری اعضا و تنشها و کرنش‌ها و تغییرشکل‌ها در مقطع استفاده می‌شود.

$$A = \int dA \;;\; A = \sum_{i=1}^{n} A_i \qquad ۱ـ۳$$

A مساحت مقطع

مختصات مرکز سطح مقطع، یکی دیگر از مشخصات هندسی مهم مقطع است.

$$\overline{x} = \frac{\int xdA}{A} \; ; \; \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i \bar{x}_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i}$$
$$\overline{y} = \frac{\int ydA}{A} \; ; \; \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i \bar{y}_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i}$$

۱ـ۴

$\bar{x}$ و $\bar{y}$ مختصات مرکز سطح

۱-۷-۴ لنگر سطح

گشتاور اول سطح از حاصل ضرب مساحت بخشی از مقطع در فاصله مرکز آن از محورهای مشخص شده بدست می‌آید. مقدار Q در پروفیل های نوردشدهدر جدول اشتال ارائه شده‌است.

$$Q_x = y \int dA \; ; \; Q_x = \sum_{i=1}^{n} A_i \bar{y}_i$$
$$Q_y = x \int dA \; ; \; Q_y = \sum_{i=1}^{n} A_i \bar{x}_i$$

۱ـ۵

Q_x و Q_y گشتاور اول سطح حول محورهای x و y

لنگر لَختی، ممان اینرسی یا گشتاور دوم سطح از حاصل ضرب مساحت در مجذور فاصله مرکز سطح مقطع تا محور مورد نظر بدست می‌آید.

$$I_x = y^2 \int dA \; ; \; I_x = \sum_{i=1}^{n} \bar{I}_{xi} + A_i y_i^2$$
$$I_y = x^2 \int dA \; ; \; I_y = \sum_{i=1}^{n} \bar{I}_{yi} + A_i x_i^2$$

۱ـ۶

چنانچه مساحت در فاصله مرکز سطح از دو محور عمود برهم ضرب شود، نتیجه بدست آمده گشتاور لختی حاصل ضرب نامیده می‌شود. این گشتاور برای مقاطعی که دارای حداقل یک محور تقارن هستند، برابر صفر است.

$$I_{xy} = \int xydA \; ; \; I_{xy} = \sum_{i=1}^{n} \bar{I}_{xy_i} + A_i \, xy$$

۱ـ۷

گشتاور لختی قطبی:

$$J_\circ = \int r^2 dA$$
$$r^2 = x^2 + y^2$$
$$J_\circ = I_x + I_y$$

۱ـ۸

۱-۷-۵ قضیه محورهای موازی

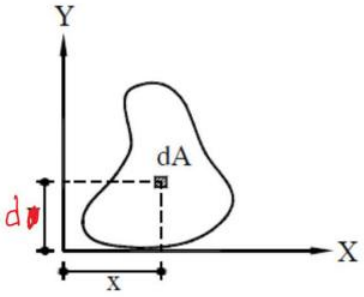
برای انتقال گشتاور لختی نسبت به محورهایی به موازات محورهایی که از مرکز سطح می‌گذرند، از «قضیه محورهای موازی» استفاده می‌شود:

$$I = \bar{I} + A \, d^2$$

۱ـ۹

$\bar{I}$ گشتاور لختی (دوم سطح) نسبت به مرکز سطح

d فاصله محور دلخواه موازی از مرکز سطح است.



شکل ۲۴ـ۱ محاسبه مشخصات اصلی مقطع

۱-۷-۶ مساحت برشی

از مساحت برشی در محاسبه سختی عضو در برابر تغییرشکل‌های برشی و همچنین برای محاسبه میانگین تنش برشی استفاده می‌شود. مساحت برشی همواره، کمتر از مساحت مقطع است. نسبت مساحت برشی به مساحت مقطع به‌عنوان ضریب شکل تعریف می‌شود. در صورت نامتقارن بودن هندسه مقطع، مساحتهای برشی در راستای محورهای مختلف آن یکسان نخواهد بود. به‌عنوان نمونه برای مقطع I شکل این مساحت برابر با ارتفاع پروفیل در ضخامت جان خواهد بود.

۱-۷-۷ ثابت پیچشی

ثابت پیچشی در واقع نوعی گشتاور لختی است و برای محاسبه سختی پیچشی مقطع بکار می‌رود. همانند مساحت برشی، ثابت پیچشی نیز بستگی به توزیع تنش‌های برشی دارد. نحوه توزیع تنش برشی در مقاطع تو پر، مقاطع باز جدار نازک و مقاطع بسته جدار نازک متفاوت است. محاسبه ثابت پیچشی مقاطع تو پر پیچیده‌ترین نوع محاسبات برای تعیین ثابت پیچشی می‌باشد.

در مقاطع دایره‌ای به شعاع مقطع r ، مقدار J از رابطه $J = \frac{\pi r^4}{2}$ محاسبه می‌شود.

در مقاطع مستطیلی، ثابت پیچشی (J) بستگی به نسبت دو بعد دارد و از رابطه‌کلی زیر محاسبه می‌شود:

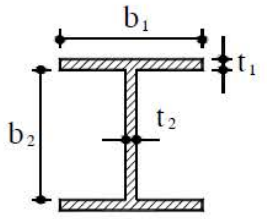
$$J = Kxy^3 \qquad ۱ـ ۱۰$$

در رابطه فوق x و y ابعاد مقطع مستطیلی و x بعد بزرگتر آنست. در جدول زیر فهرست مقادیر K برای نسبتهای ابعادی مختلف داده‌شده‌است.

جدول ۵ـ۱ مقادیر برای نسبتهای ابعادی مختلف

x/y	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
K	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.307	0.313

مقطع نیمرخهای بالدار می‌تواند به تعدادی مستطیل تقسیم شود. برای هر مستطیل، J با استفاده از رابطه ارائه شده به‌صورت مجزا محاسبه می‌شود. Jکل مقطع از مجموع J اجزای تشکیل دهنده مقطع محاسبه می‌شود. به دلیل اینکه مقاطع بالدار می‌توانند به‌صورتهای مختلفی تقسیم شوند، باید کمترین مقدار J را به‌عنوان ثابت پیچشی مقطع استفاده نمود.



شکل ۲۵ـ۱ نیمرخ جدار نازک باز

برای نیمرخ های جدار نازک باز مطابق شکل بالا، مقدار J از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = 2\frac{b_1 t_1^3}{3} + \frac{b_2 t_2^3}{3} \qquad \text{ـ ۱۱}$$

۱-۷-۸ ثابت اعوجاج

همانند ثابت پیچشی، ثابت اعوجاج مربوط به سختی پیچشی اعضای سازه‌ای از نوع تیر است. این ثابت معمولاً برای اعضایی که دارای مقاومت پیچشی اندکی بوده و سطح مقطع آنها از دو انتها در برابر اعوجاج محافظت شده باشد، دارای اهمیت است.

۱-۷-۹ محورهای اصلی

هر مقطع دارای یک محور خمش اصلی و یک محور خمش فرعی است که از مرکز سطح پلاستیک آن می‌گذرند. اگر محورهای اصلی بر روی محورهای محلی سطح مقطع قرار نداشته باشد، می‌بایست خصوصیات تغییر یافته باتوجه‌به محورهای اصلی محاسبه شده و در تحلیل و طراحی به‌کار روند.

زاویه محورهای اصلی:

$$tan\,2\,\alpha = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} \Rightarrow \begin{cases} \alpha \\ \alpha + \frac{\pi}{2} \end{cases} \qquad \text{ـ ۱۲}$$

گشتاور لختی سطح:

$$I_{max,min} = \frac{I_x + I_y}{2} \pm \frac{1}{2}\left[\left(I_x - I_y\right)^2 + 4I_{xy}^2\right]^{\frac{1}{2}} \qquad \text{ـ ۱۳}$$

چنانچه مقطع حداقل دارای یک محور تقارن باشد، محورهای اصلی مقطع همان محورهای x یا y می‌باشد و در آن $\alpha = 0$ خواهد بود.

۱-۷-۱۰ اساس مقطع الاستیک

اساس مقطع الاستیک در حالت کلی با فرض خطی بودن کرنش بکار می‌رود. اساس مقطع حول هر محور، از تقسیم لنگر لختی بر موقعیت دورترین تار مقطع (در راستای محور عمود بر محور خمش) بدست می‌آید:

$$S_x = \frac{I_x}{C_y}$$
$$S_y = \frac{I_y}{C_x} \qquad \text{ـ ۱۴}$$

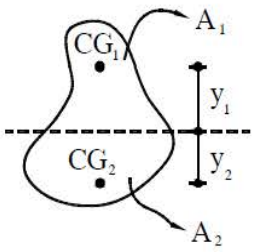
که در آن C_x و C_y فاصله دورترین تار از محور x یا y می‌باشد.

۱-۷-۱۱ اساس مقطع پلاستیک

اساس مقطع پلاستیک، بیشتر در تعیین ظرفیت نهایی مقاطع در خمش بکار می‌رود. در این حالت فرض می‌شود که نیمی از مقطع تحت فشار و نیمی تحت کشش است، بنابراین فاصله بین مرکز نیمه فوقانی و تحتانی تا محور خنثی پلاستیک، در مساحت قسمت تحت کشش و فشار ضرب شده و از مجموع آنها اساس مقطع پلاستیک بدست می‌آید:

$$Z = Q_t + Q_b = A_1 Y_1 + A_2 Y_2 \qquad \text{ـ ۱۵}$$

مقدار Z در پروفیلهای نوردشده و متقارن دو برابر Q است (Q_t گشتاور اول نیمه بالای سطح و Q_b گشتاور اول نیمه پایین سطح است).



شکل ۲۶ـ۱ محاسبه اساس مقطع پلاستیک

۱-۷-۱۲ شعاع ژیراسیون

در اکثر موارد، شعاع ژیراسیون به‌عنوان معیاری در پایداری کمانش مقطع مورداستفاده قرار می‌گیرد. شعاع ژیراسیون حول هر محور از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

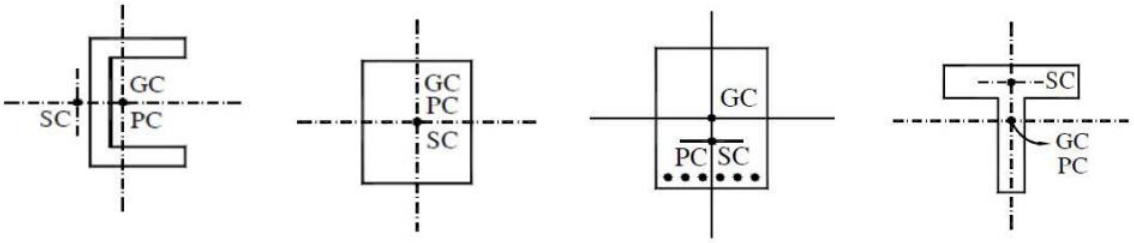
$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$
$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad \text{ـ ۱۶}$$

I معرف لنگر لختی حول محور مورد نظر و A معرف مساحت مقطع آن است. مفهوم فیزیکی شعاع ژیراسیون به معنای دوری مصالح از محور یا پراکندگی مصالح از محور می‌باشد.

در مقاطع دوبل متقارن، بجای استفاده از رابطه فوق، می‌توان از مشخصات شعاع ژیراسیون مقطع تک استفاده نمود که این موضوع، در مثالهای مرتبط با محاسبه مشخصات مقطع دوبل IPE و مقطع دوبل ناودانی، استفاده شده‌است. در این کتاب در صورت نیاز به شعاع ژیراسیون مقطع و عدم نیاز به سایر مشخصات مقطع مانند I_y از این روش استفاده شده و شعاع ژیراسیون به‌صورت مستقیم محاسبه شده‌است.

۱-۷-۱۳ مرکز هندسی، مرکز پلاستیک و مرکز برش

مرکز هندسی (GC) مرکز سطح مقطع صرفنظر از نوع مصالح بکار رفته در آن مقطع است. مرکز پلاستیک (PC) مرکز سطح مقطع با در نظر گرفتن مشخصات مصالح آن مقطع است. به عبارت دیگر، مرکز پلاستیک همان مرکز هندسی است، با این فرض که کلیه مصالح مختلف مقطع با نسبت مدول الاستیسیته (n) به یک مصالح مبنا تبدیل شده باشد. برای مقطع با یک نوع مصالح، مرکز هندسی همان مرکز پلاستیک است. مرکز برش (SC) نقطه‌ای است که اگر نیرویی در آن محل وارد شود، باعث ایجاد دوران و پیچش در مقطع نگردد. این نقطه می‌تواند هم در محدوده مقطع و هم در خارج از مقطع قرارگیرد.

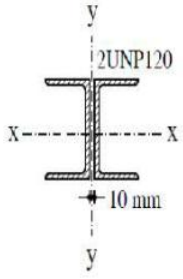


شکل ۲۷ـ۱ نحوه قرار گیری مرکز هندسی، مرکز پلاستیک و مرکز برش

در ادامه، نحوه محاسبه مشخصات مقاطع مختلف، در قالب مثال ارائه می‌گردد.

مثال ۱-۷

شعاع ژیراسیون مقطع دوبل UNP12 پشت به پشت با فاصله ۱ سانتی‌متر را مطابق شکل ۲۷ـ۱ برای دو محور اصلی محاسبه کنید.



شکل ۲۸ـ۱ مقطع دوبل ناودانی پشت به پشت

حل:

باتوجه‌به شکل ۲۷ ـ ۱شکل فوق، مشخصات هندسی UNP12 از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$UNP12: A_0 = 17cm^2, e = 1.6cm, I_{x0} = 364cm^4, I_{y0} = 43.2cm^4; r_{x0} = 4.62cm; r_{y0} = 1.59cm$$

$$A = 2A_0 = 2 * 17 = 34\ cm^2$$

$$I_x = 2I_{x0} = 2 * 364 = 728\ cm^4$$

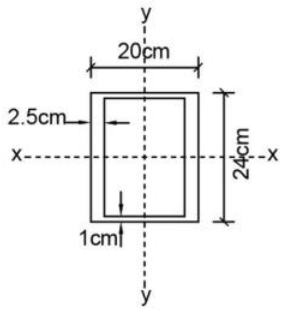
$$I_y = 2\left[I_{y0} + A_0(e + 0.5)^2\right] = 2[43.2 + 17(1.6 + 0.5)^2] = 236.3\ cm^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{2I_{X0}}{2A_0}} = \sqrt{\frac{728}{34}} = 4.62\ cm = r_{x0}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y0}}{2A_0} + \frac{2A_0(e+0.5)^2}{2A_0}} = \sqrt{r_{y0}^2 + (e + 0.5)^2} = \sqrt{1.59^2 + (1.6 + 0.5)^2} = 2.63\ cm$$

محاسبه شعاع ژیراسیون به‌صورت کوتاهتر نیز امکانپذیر است. به مثال بعدی توجه کنید.

مثال ۱-۸ شعاع ژیراسیون مقطع قوطی شکل زیر را برای دو محور اصلی محاسبه‌کنید (مربوط به مثال ۲ـ۶).



شکل ۲۹ـ۱ مقطع قوطی

حل:

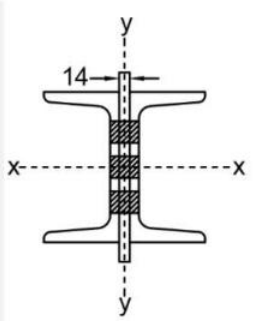
$$I_x = \frac{20\times24^3}{12} - \frac{15\times22^3}{12} = 9730cm^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{9730}{150}} = 8.05cm$$

$$I_y = \frac{24\times20^3}{12} - \frac{22\times15^3}{12} = 9812.5cm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{9812.5}{150}} = 8.09cm$$

مثال ۱-۹ شعاع ژیراسیون مقطع دوبل ناودانی شکل زیر را برای دو محور اصلی محاسبه کنید (مربوط به مثال ۱۰ـ۲).



شکل ۳۰ـ۱ مقطع دوبل ناودانی

حل:

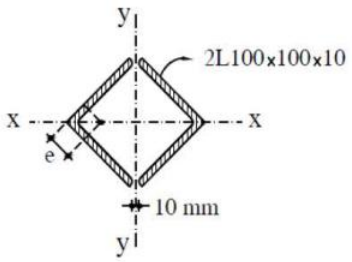
$UNP14: A = 20.4cm^2, t_w = 0.7cm, r_x = 5.45cm., r_y = 1.75cm, e = 1.75cm$

$r_x = r_{x_\circ} = 5.45cm$

$r_y = \sqrt{{r_{y\circ}}^2 + (e + 0.7)^2} = \sqrt{1.75^2 + (1.75 + 0.7)^2} = 3.01cm$

مثال ۱-۱۰

شعاع ژیراسیون مقطع دوبل نبشی L10 را مطابق شکل ۳۱ـ۱ برای دو محور اصلی محاسبه کنید.



شکل ۳۱ـ۱ مقطع مثال ۸ـ۱

حل:

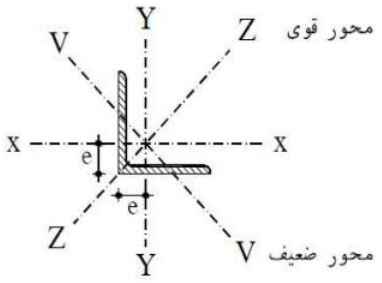
باتوجه‌به شکل ۳۱ـ۱ و شکل ۳۲ـ۱ مشخصات هندسی L10 از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$L10: A_0 = 19.2cm^2, e = 2.82cm, r_z = 3.82cm, r_v = 1.95cm$

$A = 2A_0 = 2 * 19.2 = 38.4\ cm^2$

$r_x = r_{x0} = 3.82\ cm$

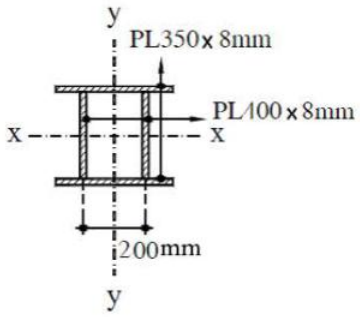
$r_y = \sqrt{r_v^2 + \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} - e\sqrt{2} + 0.5\right)^2} = \sqrt{1.95^2 + \left(\frac{10\sqrt{2}}{2} - 2.82\sqrt{2} + 0.5\right)^2} = 4.08\ cm$



شکل ۳۲ــ۱ محورهای قوی و ضعیف نبشی

مثال ۱-۱۱

شعاع ژیراسیون مقطع شکل ۳۳ــ۱ را برای دو محور اصلی محاسبه کنید.



شکل ۳۳ــ۱ مقطع مثال ۱۱ــ۱

حل:

باتوجه‌به شکل فوق برای مقطع ساخته شده از ورق، مشخصات هندسی به شرح زیر می‌باشد:

$$A = 2(40 \times 0.8) + 2(35 \times 0.8) = 120cm^2$$

$$I_x = 2 * \frac{0.8*40^3}{12} + 2 * \frac{35\times0.8^3}{12} + 2 * 35 * 0.8 * 20.4^2 = 31841.3cm^4$$

$$I_y = 2 * \frac{0.8\times35^3}{12} + 2 * \frac{40\times0.8^3}{12} + 2 * 40 * 0.8 * 10^2 = 12120.1cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{\overline{y}} = \frac{31841.3}{\frac{40+2*0.8}{2}} = 1530.8cm^3$$

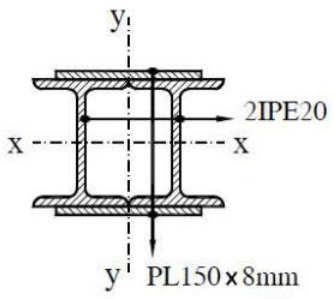
$$S_y = \frac{I_y}{\overline{x}} = \frac{12120.1}{\frac{35}{2}} = 692.6cm^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{31841.3}{120}} = 16.29cm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12120.1}{120}} = 10.05cm$$

مثال ۱-۱۲

اساس مقطع شکل ۳۴ـ۱ را حول محور قوی محاسبه کنید.



شکل ۳۴ـ۱ مقطع مثال ۱۲ـ۱

حل:

مشخصات هندسی $IPE20$ از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$IPE20: A = 28.5cm^2\ ;\ I_x = 1940cm^4\ ;\ I_y = 142cm^4$$

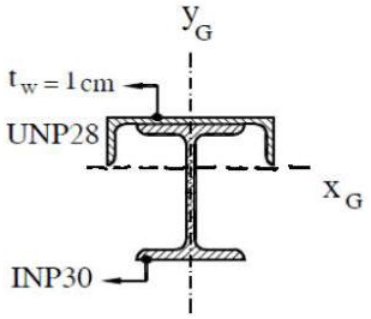
$$A = 2 \times 28.5 + 2(15 \times 0.8) = 81.0cm^2$$

$$I_x = 2 \times 1940 + 2 * \frac{15 \times 0.8^3}{12} + 2 * 15 * 0.8 * 10.4^2 = 6477.1cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{6477.1}{\frac{20+2*0.8}{2}} = 599.7cm^3$$

مثال ۱-۱۳

$I_{xy_G}, I_{y_G}, I_{x_G}$ را برای شکل زیر محاسبه کنید.



شکل ۳۵ـ۱ مقطع مثال ۱۳ـ۱

حل:

گام ۱- مشخصات پروفیلها از جدول اشتال

$$INP30(d = 30cm, A = 69.0cm^2, I_x = 9800cm^4, I_y = 451cm^4)$$

$UNP28(A = 53.3cm^2, e = 2.53cm, I_x = 6280cm^4, I_y = 399cm^4)$

گام ۲- مرکز سطح

$$x_G = 0$$

$$y_G = \frac{A_{I30} \times \frac{d}{2} + A_{U28}(d + t_{wUNP} - e)}{A_{I30} + A_{U28}}$$

$$y_G = \frac{69.0 \times 15 + 53.3 \times (30 + 1 - 2.53)}{69.0 + 53.3} = 20.87cm$$

گام ۳- لنگر اینرسی اجزاء مقطع حول محور اصلی

$$INP30: I_{x_G} = I_x + A(y_G - \frac{d}{2})^2 = 9800 + 69.0 \times (20.87 - 15)^2 = 12177cm^4$$

$$INP30: I_{y_G} = I_y = 451cm^4$$

$$UNP28: I_{x_G} = I_y + A(d + t_w - y_G - e)^2 = 399 + 53.3 \times (31 - 20.87 - 2.53)^2 = 3478cm^4$$

$$UNP28: I_{y_G} = I_x = 6280cm^4$$

گام ۴- لنگر اینرسی مقطع

$$I_{x_G} = 12177 + 3478 = 15655cm^4$$

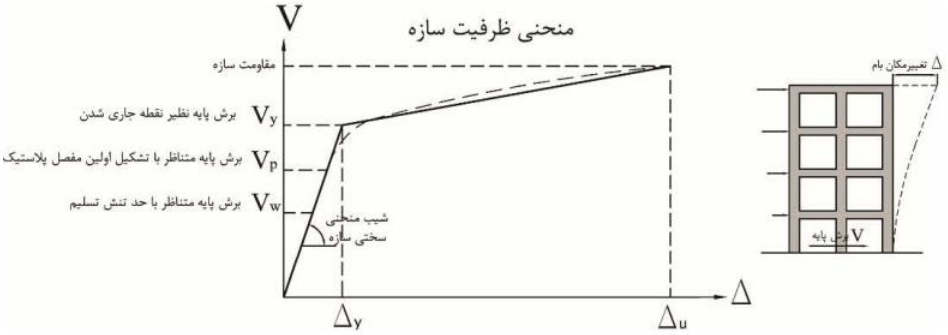
$$I_{y_G} = 451 + 6280 = 6731cm^4$$

به دلیل تقارن در مقطع

$$I_{xy_G} = ۰$$

۱-۷-۱۴ منحنی ظرفیت سازه و مفهوم سختی، مقاومت و شکل‌پذیری

برای درک رفتار یک سازه تحت بارهای افزایشی و به ویژه رفتار غیرخطی سازه و بررسی وضعیت مقاوم‌سازی سازه، ابتدا باید منحنی ظرفیت سازه ترسیم گردد. برای ترسیم منحنی ظرفیت سازه، ابتدا نیروی زلزله کمی به سازه اعمال نمودار برش پایه (V) بر حسب تغییرمکان بام (Δ) ترسیم می‌گردد. سپس نیروی زلزله افزایش داده می‌شود و وضعیت ایجاد مفاصل پلاستیک و نقاطی که به حد نهایی خود می‌رسند، مورد بررسی قرار می‌گیرد و منحنی به‌صورت نقطه به نقطه مطابق شکل ۳۶ـ۱ ترسیم می‌گردد.



شکل ۳۶ـ۱ منحنی ظرفیت سازه

چند معیار در رابطه با این منحنی تعریف می‌شود:

- سختی سازه: به مقدار نیروی لازم جهت ایجاد تغییر مکان واحد سختی گفته می‌شود. شیب منحنی بارـمقاومت از منحنی ظرفیت سازه، سختی سازه را نشان می‌دهد. نرمی سازه مخالف عبارت سختی سازه است.
- مقاومت سازه: حداکثر نیرو و یا تنشی را که سازه تحمل می‌کند را مقاومت سازه می‌گویند.
- شکل‌پذیری سازه: شکل‌پذیری یک سازه، پتانسیل استهلاک انرژی را نشان می‌دهد و عملکرد قطعه در رفتار غیرخطی سازه را بیان می‌کند. به نسبت تغییرمکان نهایی (Δ_u) سازه به تغییرمکان جاری‌شدن (Δ_y) سازه ضریب شکل‌پذیری (μ) سازه گفته می‌شود.

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad \text{۱ـ ۱۲}$$

مثال ۱-۱۴

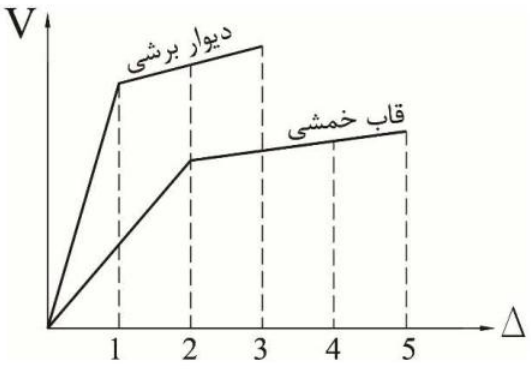
منحنی رفتار یک قاب خمشی و یک دیوار برشی در شکل زیر نشان داده‌شده‌است.کدام جمله در مورد رفتار سازه‌ها صحیح است؟

الف ـ دیوار برشی از قاب خمشی سخت‌تر است.

ب ـ دیوار برشی از قاب خمشی مقاوم‌تر است.

ج ـ دیوار برشی از قاب خمشی شکل‌پذیرتر است.

د ـ همه موارد



شکل ۳۷ـ۱ نمایش منحنی های رفتار قاب خمشی و دیوار برشی

حل:

باتوجه‌به تعاریف ذکر شده پاسخ د صحیح است.

۱-۷-۱۵ ضریب رفتار

این ضریب در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل‌پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است و بر حسب نوع مصالح و سیستم باربر سازه از جدول‌هایی آماده در آئین نامه ۲۸۰۰ برداشت می‌گردد.

بر اساس این ضریب می‌توان ضریب رفتار سازه R را از روابط زیر تعیین نمود:

$$R = R_\mu R_p R_w \leftarrow \begin{cases} R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \\ R_p = \frac{V_y}{V_p} \\ R_w = \frac{V_p}{V_w} \end{cases} \qquad \text{ـ ۱۸}$$

در این رابطه مقدار R_W در روش طراحی حدی برابر ۱ و در طراحی به روش تنش مجاز برابر ۱/۴ می‌باشد. همانگونه که ملاحظه می‌گردد ضریب شکل‌پذیری سازه (μ) ارتباط مستقیم با ضریب رفتار سازه (R) دارد، بنابراین هر سازه‌ای که شکل‌پذیرتر است، دارای ضریب رفتار (R) بزرگتری است.

۱-۸ آیین‌نامه‌های طراحی

بمنظور یکنواختی روش محاسبات و ایجاد ایمنی مطلوب و هماهنگ در محاسبه و ساخت ابنیه فنی، دستورالعملهایی از طرف سازمان های ذیربط در هر کشور، حاصل از نتایج تحقیقات، تجربه و قضاوت مشترک مهندسی، صادر می‌شود که به آنها آیین نامه گفته می‌شود. یک آیین نامه مجموعه قواعدی است که به منظور ایمنی سازه بر مبنای روابط تئوری و نتایج تجربی، تدوین شده‌است. به طور کلی تدوین یک آیین‌نامه باتوجه‌به مراحل زیر صورت می‌پذیرد:

- مطالعه و بررسی علمی
- پیشنهاد یکسری ضوابط توسط افراد محقق و مجرب

- تاییدیه این ضوابط توسط یک مرجع قانونی و لازم‌الاجرا شدن ضوابط

فلسفه طراحی و فرهنگ مهندسی کشورهای مختلف، باعث شده‌است که در دنیا آیین‌نامه‌های متعددی با اندیشه‌های گوناگون شکل بگیرد. آنچه مسلم است اینکه در ایران استفاده از مقررات ملی ساختمان به دلیل سازگاری با فرهنگ ساخت و ساز و مهندسی کشور و اقلیم و ... لازم‌الاجرا می‌باشد. ولی در مواردی که در آیین‌نامه ضابطه‌ای ذکر نشده‌است، می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر دیگر کشورها مراجعه نمود.

نکته مهم در انتخاب کشور و آیین‌نامه موردنظر این است که باید آن کشور از نظر شرایط اقلیمی و لرزه‌ای، فرهنگ ساخت و ساز، کیفیت اجراء، کیفیت مصالح، دانش مهندسی و اجرائی مشابه شرایط کشوری که ساختمان در آن بنا می‌شود، باشد.

از این رو باید مهندسان محاسب با آیین‌نامه‌های جدید و معتبر موجود در دنیا آشنا باشند تا بتوانند حسب مورد و نیاز به آن مراجعه نمایند. جهت آشنایی مشخصات تعدادی از آیین‌نامه‌های فولاد علاوه بر آیین‌نامه فولاد ایران (مبحث دهم مقررات ملی) ذکر می‌شود:

۱-۸-۱ مبحث دهم مقررات ملی ایران

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (توسط دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان)، مرجع اصلی طراحی سازه‌های فولادی در کشور است. نسخه‌های اخیر مبحث دهم در سالهای ۱۳۸۷ و ۱۳۹۲ و پیش‌نویس نسخه آخر در سال ۱۳۹۹ ارائه شده‌است.

۱-۸-۲ آیین‌نامه AISC

موسسه ساختمان‌های فولادی آمریکا[1] آیین‌نامه طراحی اجزاء فولادی (AISC 360)، اتصالات از پیش تایید شده فولادی (AISC 358) و طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی (AISC 341) را هر چند سال به‌صورت نسخه جدید ارائه می‌نماید. به‌عنوان مثال آخرین نسخه طراحی اجزاء فولادی در سال ۲۰۱۶ ارائه شده که با نام AISC 360-16 شناخته می‌شود. در حال حاضر ضوابط این آیین‌نامه در نرم‌افزارهای مهندسی مانند ETABS قابل دسترسی می‌باشند.

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، از نظر ضوابط و روشهای طراحی شباهت زیادی به آیین‌نامه‌های AISC-360 و AISC 358-16 و AISC 341-16 دارد.

۱-۸-۳ سایر آیین‌نامه‌ها

آیین‌نامه‌های دیگری در زمینه طراحی سازه‌های فولادی ارائه شده‌اند که در این خصوص می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد:

[1] American Institute of Steel Construction

- آیین‌نامه اشتو[۱] مرتبط با انجمن حمل و نقل و بزرگراه های آمریکا، یکی از آیین‌نامه‌های پر کاربرد در سطح جهانی برای طراحی پلها می‌باشد . این آیین‌نامه دارای بخشی برای پلهای فولادی و بخشی برای پلهای بتنی است.
- معاونت راهبردی ریاست جمهوری (سازمان مدیریت و برنامه ریزی) تعدادی نشریه در زمینه ضوابط، بارگذاری، اصول و معیارهای طراحی پلها دارد. از این جمله می‌توان به نشریه ۱۳۹ (بارگذاری پلها) و آیین‌نامه طرح هندسی راهها اشاره نمود.
- آیین‌نامه UBC
- آیین‌نامه پایداری الاستیک فولاد آلمان $DIN-414$
- مبحث کمانش در آیین‌نامه آلمان $DIN-18800$
- آیین‌نامه ساختمان‌های فولادی انگلستان $BS-449$
- آیین‌نامه پل سازی انگلیسی $BS-153, BS-5400$
- آیین‌نامه ساختمان‌های فولادی فرانسه $CM-66$

۱-۹ فلسفه یا روش طراحی

بطور کلی بر مبنای معیارهای رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی، از روشهای مختلف در طراحی سازه استفاده می‌شود.

۱-۹-۱ روش تنش مجاز[۲]

در فرمول بندی به روش تنش مجاز عمدتا از معیار تسلیم استفاده می‌شود. پس از آنکه نیروهای داخلی اعضا در اثر بارهای سرویس به سازه تعیین گردید و تنش‌های حاصله f_Q تعیین شدند، این تنشها با مقدار مجاز خود یعنی F_Q مقایسه می‌شوند. تنش‌های مجاز بر اساس معیار تسلیم همراه با ضریب اطمینان[۳] مربوطه از سوی آیین‌نامه تعیین می‌شوند. برای طرح اقتصادی و ایمن بایستی همواره رابطه زیر برقرار باشد:

$$f_Q < F_Q \qquad 1_19$$

به‌عنوان مثال برای یک تیر دو سر گیردار، تحت اثر بارگسترده q ، اولین نقاطی که به تنش تسلیم می‌رسند نقاط تکیه‌گاهی با لنگر خمشی $\frac{qL^2}{12}$ هستند. حال چنانچه مقطع تیر یک مربع مستطیل با ابعاد b و h باشد، به‌گونه‌ای که خمش حول محور موازی با بعد b پدید آید، نتیجه می‌شود:

$$f_b = \frac{MC}{I} = \frac{\frac{qL^2 h}{12\ 2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{qL^2}{2bh^2}$$
$$F_b = \frac{f_y}{S.F} \Rightarrow f_b = \frac{qL^2}{2bh^2} \leq \frac{f_y}{S.F} \qquad 1_20$$

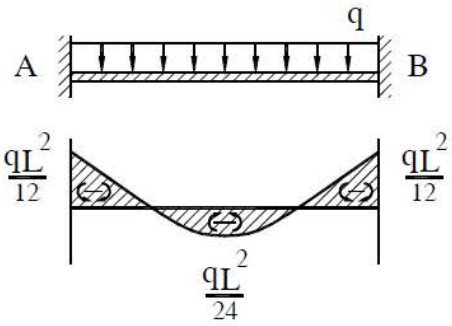
نمودار لنگر تیر دو سر گیردار در شکل ۱ـ۳۸ نمایش داده‌شده‌است.

---

[۱] American Association of State Highway and Transportation (AASHTO

[۲] Allowable stress Design

[۳] Safety Factor (S.F)



شکل ۳۸ـ۱ تیر دو سر گیردار تحت بارگسترده یکنواخت

بدین ترتیب در طراحی تیر مذکور ابعاد b و h مقطع تیر، باید به گونه‌ای انتخاب شوند که رابطه بالا بر قرار باشد.

در طراحی سازه‌ها به روش تنش مجاز، برای تعیین تنش‌های موجود f_Q احتمال همزمانی تأثیر بارها با استفاده از ترکیب بارها در نظر گرفته می‌شود. اجزای سازه باید برای ترکیبی از بارها که بیشترین اثر را در آن جزء ایجاد می‌کند، طراحی شوند.

۱-۹-۱-۱ ضریب اطمینان

کلیه سازه ها و هر یک از قطعات سازه‌ها بایستی قادر باشند باری بیشتر از آنچه عملاً بر آنها وارد می‌شود تحمل کنند. عوامل مؤثر بر اعمال ضرایب اطمینان عبارتند از:

- ممکن است مقادیر بارهای وارده بر سازه بیش از آنچه باشد که در نظر گرفته شده‌است.
- اجرای ناقص سازه باعث تقلیل مقاومت سازه می‌شود.
- ممکن است خواص مکانیکی در نظر گرفته شده برای مواد مصرفی با آنچه در واقعیت است تفاوت داشته باشد.
- در بعضی مواقع ابعاد واقعی اعضای سازه با آنچه در محاسبات در نظر گرفته شده‌است تفاوت دارد.
- اعضای سازه ممکن است قبل از بارگذاری دارای نقص عضو و نیز تنش‌های پسماند در هنگام ساخت باشند.
- همواره در روشهای تحلیلی سازه‌ها فرضیاتی در نظر گرفته می‌شود که ممکن است با واقعیت متمایز باشد.

بر این اساس، حداقل مقاومت سازه باید از حداکثر بار وارده بیشتر باشد و بنابراین داریم:

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

۱ـ۲۱

R	مقاومت اسمی	ΔR	کاهش مقاومت
S	بار طراحی	ΔS	افزایش بار
ΔS/S	اضافه بار وارده بر سازه	ΔR/R	قلیل ظرفیت سازه

مثال ۱-۱۵

چنانچه برحسب اضافه بار اتفاقی، مقدار $\Delta S/S$ به۴۰٪ مقدار متوسط بارگذاری برسد و تقلیل مقاومتی $\Delta R/R$ برابر با ۱۵٪ مقدار قبلی شود، ضریب اطمینان مورد نیاز ایمنی سازه را به روش تنش مجاز محاسبه نمایید.

حل:

$$S.F. = \frac{1+0.4}{1-0.15} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65$$

$$\frac{1}{S.F.} = \frac{1}{1.65} = 0.6$$

ضریب اطمینان در روش LRFD نیز در ضرایب بار و ضرایب کاهش مقاومت، لحاظ شده‌اند.

۱-۹-۱-۲ ترکیب بار روش تنش مجاز

از میان ترکیب بارهای طراحی به روش تنش مجاز، ترکیب بارهای زیر برای بارهای ثقلی و بار جانبی زلزله، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

2) D + L

7) D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S ۱ـ ۲۲

D	بار مرده	L	بار زنده (سربار)
E	بار زلزله طرح	S	بار برف

در ویرایشهای قدیم مبحث دهم، برای ترکیباتی که در آنها آثار باد، زلزله و یا دما وجود داشت، تنش مجاز به میزان ۳۳ درصد افزایش داده می‌شد. امّا در ویرایش ۱۳۹۲، افزایش تنش مجاز حذف و به جای آن ضریب کاهش ۰/۷۵ در ترکیب بار لحاظ گردیده‌است.

بطور کلی سازه می‌بایست برای تمام ترکیبات بارگذاری آیین نامه، تحلیل شود و طراحی هر عضو برای بحرانی‌ترین حالت، صورت پذیرد. در محاسبه ترکیب بارها، تاثیر بار سیال، فشار جانبی خاک، سیل، بارهای یخ جوی و بار باد وارده بر یخ می بایست بطور جداگانه اعمال گردد.

۱-۹-۲ روش مقاومت مجاز ASD

این روش بر اساس مقاومت اجزاء بنا شده که در آیین‌نامه امریکا و در پیش‌نویس مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۹ ارائه شده‌است.

۱-۹-۳ روش حالات حدی LSD و یا روش ضرایب بار و مقاومت LRFD

روش طراحی حالت (ضریب بار ــ مقاومت) روش جدیدتری نسبت به روش تنش مجاز در طراحی سازه‌های فولادی می‌باشد و آیین‌نامه روش ضریب بار ــ مقاومت آمریکا یکی از آیین‌نامه‌های قابل استناد در این روش است. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، از نظر ضوابط و روش حدی شباهت زیادی به آیین‌نامه فوق دارد.

در طراحی سازه‌های فولادی به روش $LRFD$ که براساس معیار خمیری یا پلاستیک شدن است، نیروهای داخلی یک عضو که (در ضرایب بار ضرب می‌شوند) با مقاومت نهایی مقطع (که در ضرایب کاهنده ضرب شده) مقایسه می‌شوند. رابطه کلی در روش $LRFD$ به‌صورت زیر است:

ضریب کاهش مقاومت × نیروی ظرفیت اسمی = نیروی ظرفیت طراحی ≤ نیروی نیاز ضریبدار

$$P_u \le \phi P_n \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} \le 1 \qquad \text{۱ـ۲۳}$$
$$V_u \le \phi V_n$$
$$M_u \le \phi M_n$$

ϕ	ضرایب کاهش مقاومت	P_u	نیروی محوری (کششی یا فشاری) ضریبدار مورد نیاز مقطع
P_n	نیروی محوری ظرفیت اسمی مقطع	V_u	نیروی برشی ضریبدار مورد نیاز مقطع
V_n	نیروی برشی ظرفیت اسمی مقطع	M_u	لنگر خمشی ضریبدار مورد نیاز مقطع
M_n	لنگر خمشی ظرفیت اسمی مقطع		

منظور از نیروهای مورد نیاز (نیروی محوری کششی یا فشاری، نیروی برشی و لنگر خمشی)، مقاومت مورد نیاز مقطع در برابر نیروهای داخلی ضریبدار است که بر اساس تحلیل سازه تحت ترکیب بار بحرانی از میان ترکیبات بارگذاری (مرتبط با حالتهای حدی مقاومت) مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

در روش ضرایب بار و مقاومت، دو نوع ضریب اطمینان مورداستفاده قرار می گیرد. ضرایب اطمینان اصلی که در بارها اعمال می‌شوند و موسوم به ضرایب بار [۱] هستند و ضریب اطمینان دیگری که موسوم به ضرایب مقاومت [۲] بوده و در مقاومت مقطع اعمال می‌گردند.

۱-۹-۳-۱ ترکیب بار در روش حالات حدی

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروهای داخلی باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت های حدی مقاومت مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شود. ترکیب بارها در طراحی به روش حالت حدی مقاومت برای ساختمان‌های فولادی به قرار زیر است [۳]:

$$1.4D$$
$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r\ or\ S\ or\ R)$$
$$1.2D + 1.6(L_r\ or\ S\ or\ R) + [L\ or\ 0.5(1.4W)]$$
$$1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r\ or\ S\ or\ R)$$
$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S \qquad \text{۱ـ۲۴}$$
$$0.9D + 1.0(1.4W)$$
$$0.9D + 1.0E$$
$$1.2D + 0.5L + 0.5(L_r\ or\ S) + 1.2T$$
$$1.2D + 1.6L + 1.6(L_r\ or\ S) + 1.0T$$

D	بار مرده	L	بار زنده

[۱] Load Factor

[۲] Resistant Factor

[۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

W بار باد S بار برف

E بار زلزله

در محاسبه ترکیب بارها، تاثیر بار سیال، فشار جانبی خاک، سیل، بارهای یخ جوی و بار باد وارده بر یخ می بایست بطور جداگانه اعمال گردد. از میان ترکیب بارهای مندرج در آیین‌نامه، ترکیب بارهای رابطه ۲۵ـ۱ مرتبط با بارهای ثقلی مرده و زنده و بار جانبی (زلزله) بوده و در مسائل متداول مهندسی، دارای کاربرد بیشتری هستند.

$$\begin{aligned} &1.4D \\ &1.2D + 1.6L \\ &1.2D + 1.0E + L \\ &0.9D + 1.0E \end{aligned} \qquad \text{۱ـ ۲۵}$$

توجه: منظور از علامت مثبت و منفی در روابط ترکیب بار، صرفا عمل جمع یا تفریق جبری اعداد نبوده و جمع و تفریق اثرات بارها مورد نظر است.

برای روشن شدن مطلب به مثال زیر توجه شود:

مثال ۱-۱۶

سازه زیر تحت بارگسترده مرده (D) و برف (S) و بارهای متمرکز زنده (L)، باد (W) و زلزله (E) با مقادیر عددی زیر قرار دارد:

$$D = 15\frac{ton}{m}\,;L = 10\ ton\,;S = 7\frac{ton}{m}\,;W = 20\ ton\,;E = 25\ ton$$

در محاسبات، ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه به شرح زیر مورد نظر است:

1) $1.4D$
2) $1.2D + 1.6L + 0.5S$
3) $1.2D + 1.6S + (L\ OR\ 0.5 * 1.4W)$
4) $1.2D + 1.4W + L + 0.5S$
5) $1.2D + E + L + 0.2S$
6) $0.9D + 1.4W$
7) $0.9D + E$
8) $1.2D + 0.5L + 0.5S$
9) $1.2D + 1.6L + 1.6S$

تکیه‌گاه سمت راست تیر، مد نظر بررسی می‌باشد. مطلوب است:

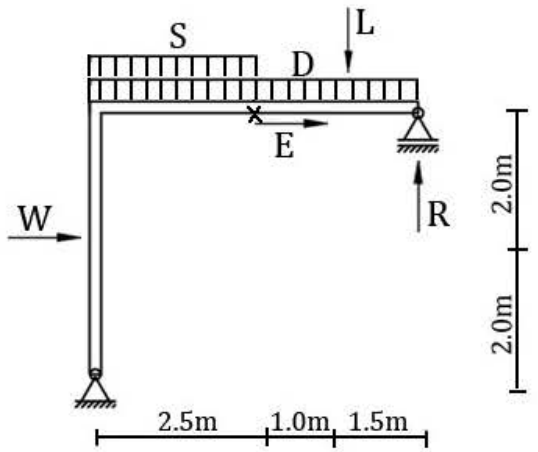
الف) محاسبه عکس‌العمل R ناشی از بارهای مختلف.

ب) محاسبه عکس‌العمل ضریبدار R ناشی از ترکیب بارهای مختلف.

ج) تعیین ترکیب بار بحرانی ثقلی و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار تکیه‌گاه ناشی از آن ترکیب بار.

د) تعیین ترکیب بار بحرانی و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار تکیه‌گاه ناشی از آن ترکیب بار.

ه) تعیین مقاومت برشی مورد نیاز برای طراحی تیر در ناحیه تکیه‌گاه سمت راست.



حل الف) محاسبه عکس‌العمل R ناشی از بارهای مختلف

عکس‌العمل R ناشی از بار مرده (**D**):

$$R_D = \frac{1}{5m}\left[\left(D = 15\frac{ton}{m}\right) * 5m * 2.5m\right] = 37.5\ ton$$

عکس‌العمل R ناشی از بار زنده (L):

$$R_L = \frac{1}{5m}[(L = 10ton) * 3.5m] = 7\ ton$$

عکس‌العمل R ناشی از بار برف (S):

$$R_S = \frac{1}{5m}\left[\left(S = 7\frac{ton}{m}\right) * 2.5m * 1.25m\right] = 4.375\ ton$$

عکس‌العمل R ناشی از بار باد (W):

$$R_W = \frac{1}{5m}[(W = 20ton) * 2m] = 8\ ton$$

عکس‌العمل R ناشی از بار زلزله (E):

$$R_E = \frac{1}{5m}[(E = 25ton) * 4m] = 20\ ton$$

حل ب) محاسبه عکس‌العمل ضریبدار R ناشی از ترکیب بارهای مختلف

ترکیب بار یک

$$1)\ 1.4D \rightarrow R_u^{(1)} = 1.4R_D = 1.4 * 37.5 = 52.5\ ton$$

ترکیب بار دو

$$2)\ 1.2D + 1.6L + 0.5S \rightarrow R_u^{(2)} = 1.2R_D + 1.6R_L + 0.5R_S = 1.2 * 37.5 + 1.6 * 7 + 0.5 * 4.375 = 58.39\ ton$$

ترکیب بار سه

$$3)\ 1.2D + 1.6S + (L\ OR\ 0.5 * 1.4W) \rightarrow R_u^{(3)} = 1.2R_D + 1.6R_S + \max(R_L, 0.5 * 1.4R_W) = 1.2 * 37.5 + 1.6 * 4.375 + \max(7, 0.5 * 1.4 * 8^{=5.6}) = 59\ ton$$

ترکیب بار چهار

4) $1.2D + 1.4W + L + 0.5S \rightarrow R_u^{(4)} = 1.2R_D + 1.4R_W + R_L + 0.5R_S = 1.2 * 37.5 + 1.4 * 8 + 7 + 0.5 * 4.375 = 65.39\ ton$

ترکیب بار پنج

5) $1.2D + E + L + 0.2S \rightarrow R_u^{(5)} = 1.2R_D + R_E + R_L + 0.2R_S = 1.2 * 37.5 + 20 + 7 + 0.2 * 4.375 = 72.88\ ton$

ترکیب بار شش

6) $0.9\mathrm{D} + 1.4\mathrm{W} \rightarrow R_u^{(6)} = 0.9R_D + 1.4R_W = 0.9 * 37.5 + 1.4 * 8 = 44.95\ ton$

ترکیب بار هفت

7) $0.9\mathrm{D} + \mathrm{E} \rightarrow R_u^{(7)} = 0.9R_D + R_E = 0.9 * 37.5 + 20 = 53.75\ ton$

ترکیب بار هشت

8) $1.2D + 0.5L + 0.5S \rightarrow R_u^{(8)} = 1.2R_D + 0.5R_L + 0.5R_S = 1.2 * 37.5 + 0.5 * 7 + 0.5 * 4.375 = 50.69\ ton$

ترکیب بار نه

9) $1.2D + 1.6L + 1.6S \rightarrow R_u^{(9)} = 1.2R_D + 1.6R_L + 1.6R_S = 1.2 * 37.5 + 1.6 * 7 + 1.6 * 4.375 = 63.2\ ton$

حل ج) تعیین ترکیب بار بحرانی ثقلی و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار تکیه‌گاه ناشی از آن ترکیب بار

در این مثال، ترکیب بارهای شماره یک تا سه، ترکیب بارهای شامل فقط بارهای ثقلی (و نه جانبی) هستند. بنابراین:

$R_u^{(1)} = 1.4R_D = 52.5\ ton$

$R_u^{(2)} = 1.2R_D + 1.6R_L + 0.5R_S = 58.39\ ton$

$R_u^{(3)} = 1.2R_D + 1.6R_S + R_L = 59\ ton$

$R_u^{(8)} = 1.2R_D + 0.5R_L + 0.5R_S = 50.69\ ton$

$R_u^{(9)} = 1.2R_D + 1.6R_L + 1.6R_S = 63.2\ ton$

ترکیب بار بحرانی ثقلی، ترکیب بار ۹ است و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار ناشی از بارهای ثقلی $R_u = 63.2\ ton$ می‌باشد.

حل د) تعیین ترکیب بار بحرانی و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار تکیه‌گاه ناشی از آن ترکیب بار

با مقایسه عکس‌العملهای بدست آمده از میان ۹ ترکیب بار، نتیجه می‌شود:

$R_u^{(5)} = 1.2R_D + R_E + R_L + 0.2R_S = 72.88\ ton$

بدین ترتیب ترکیب بار بحرانی، ترکیب بار ۵ است و حداکثر عکس‌العمل ضریبدار ناشی از آن $R_u = 72.88\ ton$ می‌باشد.

حل ه) تعیین مقاومت برشی مورد نیاز برای طراحی تیر در ناحیه تکیه‌گاه

مقاومت برشی مورد نیاز در تیر، در ناحیه تکیه‌گاه سمت راست، بیشترین نیروی عکس‌العمل ناشی از ترکیبات بارگذاری (در این مثال، ترکیب بار ۵) است:

$$V_u = R_u^{(5)} = 72.88\ ton$$

۱-۹-۳-۲ ضرایب کاهش مقاومت

علاوه بر ضرایب بارکه به‌عنوان ضرایب اطمینان اصلی در روش طراحی نهایی بارها اعمال می‌شوند، لازم است ضرایب مقاومت ϕ نیز در مقاومت مقطع اعمال گردد. این ضرایب اعداد کوچکتر، مساوی واحد می باشند ($\phi \leq 1.0$)که مستقیماً در مقاومت مقطع اعمال می‌شوند. مقدار ضریب کاهش مقاومت بستگی به نوع مقاومت دارد و برای مقاومت های مختلف، متفاوت است. در رابطه با دلایل اختلاف ϕ برای مقاومت های مختلف، دونکته قابل بیان می‌باشد. نکته اول، ضریب ϕ بستگی به مقدار دقت و تئوری مورداستفاده در تعیین یک مقاومت دارد. برای مثال، ضریب مقاومت کششی ϕ_t برای تنش تسلیم فولاد $\phi_t = 0.9$ و برای مقاومت نهایی فولاد $\phi_t = 0.75$ می‌باشد. باتوجه‌به اینکه مقدار دقت در تعیین تنش تسلیم فولاد معمولاً بیشتر از مقاومت نهایی آن است، ضریب اطمینان کمتر برای تنش تسلیم در مقایسه با مقاومت نهایی فولاد به کار گرفته می‌شود. نکته دوم، مقدار ϕ باتوجه‌به اهمیت یک بخش از سازه تعیین می‌گردد. این موضوع در مورد اتصالات $\phi = 0.75$ در مقایسه با سایر اجزای سازه قابل تشخیص است. ضریب ϕ برای اتصالات، کمتر از سایر اجزای سازه است که نشاندهنده اهمیت بیشتر و ضریب اطمینان بیشتر برای طراحی اتصالات در مقایسه با سایر اجزای سازه می‌باشد. بنابراین با بکارگیری ضرایب مقاومت ϕ مواردی را که نمی‌توان مستقیماً در بارگذاری سازه در نظر گرفت، به روش دیگری در طراحی سازه، اعمال می‌شوند.

۱-۹-۳-۳ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ مقدار مولفه قائم نیروی زلزله از رابطه $F_v = 0.6AIW_p$ به‌صورت رفت و برگشتی محاسبه می‌شود. مقدار این نیرو با فرض $A = 0.35, I = 1.0$ برابر $F_v = 0.21W_p$ خواهد بود. در مواردی که W_p معادل بار مرده D است، مؤلفه قائم زلزله به‌صورت افزایش یا کاهش ضریب D در ترکیب بارهای شامل بار لرزه‌ای، قابل اعمال است. به‌عنوان مثال در ترکیب بار $1.2D + L + E$ با فرض $F_v = 0.6AID$ خواهیم داشت:

$$\mathbf{1.2D + E + L \rightarrow (1.2 \pm 0.6AI)D + L + E} \qquad \text{۱ـ ۲۶}$$

همچنین در ترکیب بار $0.9D + E$ خواهیم داشت:

$$\mathbf{0.9D + E \rightarrow (0.9 \pm 0.6AI)D + E} \qquad \text{۱ـ ۲۷}$$

لازم به ذکر است در رابطه اول تاثیر مؤلفه قائم با علامت مثبت و در رابطه دوم، با علامت منفی تعیین کننده خواهد بود. جهت اطلاع از ضوابط مرتبط با مؤلفه قائم نیروی زلزله، تعریف دقیق W_p و موارد الزامی بودن محاسبه مؤلفه قائم، به استاندارد ۲۸۰۰ مراجعه شود.

۱-۹-۳-۴ ترکیب بار زلزله تشدید یافته

ترکیب بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای طرح (E) با زلزله تشدید یافته $(\Omega_0 E)$ در ترکیب متعارف بارها بدست می‌آیند که در آن Ω_0 ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش ها، جزئیات بندی اعضاء، اثرات اجزاء غیر سازه‌ای و غیره بستگی دارد. مقدار این ضریب برای انواع سیستم سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول زیر در نظر گرفته شود.

جدول ۱ـ۵: ضریب اضافه مقاومت Ω_0

نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای	Ω_0
کلیه قابهای خمشی فولادی	۳
کلیه قابهای ساختمانی ساده توام با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی	۲
کلیه سیستم های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۱-۹-۳-۵ ترکیب بار نظیر حالت های حدی بهره برداری

ترکیبات بارگذاری نظیر حالت های حدی بهره برداری، باید مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد[۱].

۱-۱۰ واحدهای مورداستفاده

در این کتاب مطابق سیستم SI برای طول از واحد سانتی‌متر (cm)، مساحت از واحد سانتی‌مترمربع (cm^2) ، نیرو از واحد تن نیرو (ton)،کیلوگرم نیرو (kgf) و دکا نیوتن (daN) استفاده می‌شود. برای تنش از واحد کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع $(\frac{kg}{cm^2})$ یا دکا نیوتن بر سانتی‌مترمربع $(\frac{daN}{cm^2})$ استفاده می‌شود. در سیستم انگلیسی برای طول واحد فوت (ft) و اینچ (in) که (هر اینچ معادل 2.54 سانتی‌متر و هر فوت 12 اینچ می‌باشد)، نیرو از واحد پوند (lb) و کیلو پوند $(kips)$، تنش از واحد پوند بر اینچ مربع $\left(\frac{lb}{in^2}\right)$ و یا کیلو پوند بر اینچ مربع ksi استفاده می‌شود. برای تبدیل واحدها می‌توان از جداول تبدیل آحاد استفاده نمود. نمونه‌ای از این تبدیل واحدها در زیر ارائه شده‌است.

$$1daN = 10N = \frac{10}{9.81}kgf \cong 1.02kgf$$
$$1KN = 10^2 \times 10N = 100daN \cong 102kgf \cong 0.1ton$$
$$1ton = 10^3 kgf = 981daN = 9.81kN$$
$$1kPa = 1\frac{kN}{m^2} = \frac{100daN}{100^2 \times cm^2} = \frac{1}{100} \times \frac{daN}{cm^2} \cong 0.01\frac{kgf}{cm^2} = 0.01bar$$
$$1MPa \cong 10.2\frac{kgf}{cm^2} \cong 0.0102\frac{ton}{cm^2}$$

۱ـ۲۸

در حل مسائل، هرکجا که نوع فولاد مشخص نشده‌است، منظور فولاد ST37 می‌باشد که در آن:

$$f_y = 2400\frac{kgf}{cm^2} = 2.4\frac{ton}{cm^2}$$

[۱] مبحث ده مقررات ملی ساختمان بند ۱۰ـ۱ـ۲ـ۳ـ۱.

$$f_u = 3700\frac{kgf}{cm^2} = 3.7\frac{ton}{cm^2}$$
$$E = 200GPa = 2.04 * 10^6\frac{kgf}{cm^2} = 2040\frac{ton}{cm^2}$$

۱-۱۱ توجهات لازم

الف ـ در طراحی اجزا، در مثالهای مختلف این کتاب سعی شده‌است که از پروفیلهای استاندارد و رایج در بازار ایران استفاده گردد. به همین منظور مثلاً در طراحی نبشی از مقاطعی استفاده شده‌است که ابعاد بال در آنها ۱۰ برابر ضخامت بال می‌باشد.

ب ـ در انتخاب مثالهای این کتاب و انتخاب اعداد آن سعی شده‌است که حتی‌الامکان شرایط مسئله با شرایط واقعی در اجرا منطبق باشد.

ج ـ در انتهای هر فصل این کتاب تعدادی تمرین برای حل قرار گرفته است که با حل مسائل کلیه نکات مرتبط با هر فصل، یادآوری می‌گردد.

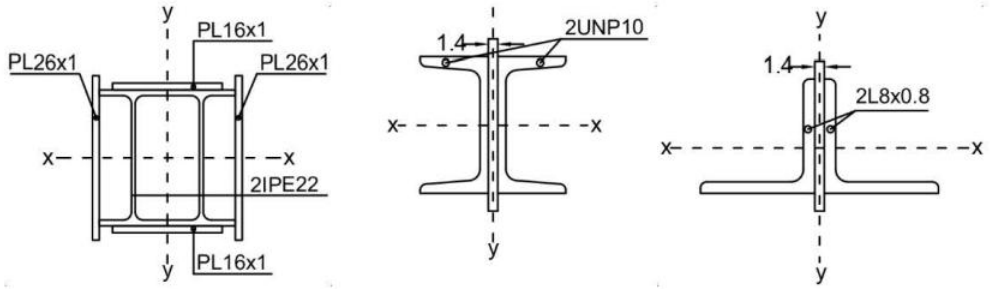
د ـ کلیه مطالب این کتاب بر مبنای طراحی به روش LRFD می‌باشد. لازم به ذکر است مطالب مشابه با این کتاب قبلا در کتاب دیگری با همین عنوان و به روش تنش مجاز تدوین و چاپ شده‌است.

ه ـ در حل مثال‌ها و یا مسائل، چنانچه بارهای مرده و زنده به تفکیک ارائه نشده باشد، مقدار بار مرده ۷۰ % و بار زنده ۳۰ % منظور گردد.

۱-۱۲ مسائل فصل اول

تمرین ۱-۱

مشخصات مقاطع زیر را حول دو محور x و y بیابید (ورق مابین دو پروفیل در نظر گرفته نشود و فقط فاصله آن در محاسبات منظور شود).

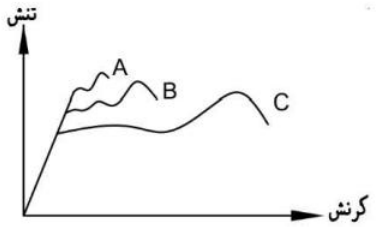


تمرین ۱-۲

با فرض رفتار الاستوپلاستیک برای فولاد نرمه با ضریب شکل‌پذیری μ نسبت انرژی تغییر شکل پلاستیک به انرژی تغییر شکل الاستیک فولاد را بدست آورید.

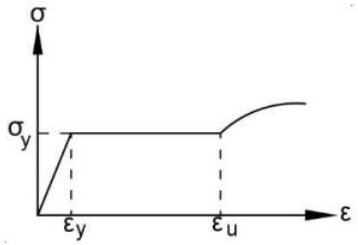
تمرین ۱-۳

نمودار تنش ـ کرنش سه نوع فولاد در شکل زیر داده‌شده‌است، در مورد شکل‌پذیری هر یک بحث نمایید.



تمرین ۱-۴

نمودار تنش ـ کرنش برای میله فولادی تحت اثر بارگذاری محوری افزایشی تا مرحله گسیختگی میله، مطابق شکل زیر می‌باشد. نسبت مدول طاقت به مدول ارتجاعی برای مصالح میله را محاسبه نمایید (ضریب شکل‌پذیری فولاد برابر μ می‌باشد).



تمرین ۱-۵

تفاوت ضرایب بار و مقاومت در روش LRFD آیین نامه AISC-2016 با ضوابط مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۲ را بیان کنید.

تمرین ۱-۶

مثال ۱ـ۱۶ را با مقدار نیروی $E = -25\ ton$ حل نمایید.

تمرین ۱-۷

مثال ۱ـ۱۶ را با مقدار نیروی $W = -20\ ton$ حل نمایید.

تمرین ۱-۸

در مثال ۱ـ۱۶، نیروهای طراحی تکیه‌گاه سمت چپ را محاسبه نمایید:

الف) نیروی محوری مقاومت طراحی ستون (فشاری وکششی) معادل بیشترین وکمترین عکس‌العمل قائم تکیه‌گاه.

ب) نیروی برشی مقاومت طراحی ستون معادل عکس‌العمل افقی تکیه‌گاه.

تمرین ۱-۹

مثال ۸ـ۱ را با اعمال تغییر در شماره پروفیل، مجددا حل نمائید.

تمرین ۱-۱۰

مثال ۱۳ـ۱ را با افزودن یک ناودانی UNP20 به بال پائین، مجددا حل نمائید.

تمرین ۱-۱۱

در مثال ۱ـ۱۳ با معکوس کردن ناودانی و جابجایی آن به مقدار ۷/۵ سانتی‌متر در راستای افق (به سمت راست) گوشه ناودانی و پروفیل بر یکدیگر منطبق می‌شوند. مشخصات کامل مقطع حاصل را محاسبه نمایید.

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۲

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۲

طراحی قطعات کششی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۲-۱	پیشگفتار	۱
۲-۲	مقاومت‌های مورد نیاز در طراحی قطعات کششی	۲
۲-۳	سطح مقطع خالص (An) بحرانی	۸
۲-۴	سطح مقطع خالص نبشی و ناودانی	۹
۲-۵	سطح مقطع خالص مؤثر (Ae)	۱۱
۲-۶	صلبیت قطعات کششی	۱۶
۲-۷	ضریب اتصال (K)	۱۸
۲-۸	قطعات کششی مرکب	۲۳
۲-۹	طراحی میل‌مهار لاپه در ساختمان‌های صنعتی	۲۹
۲-۱۰	تست‌های فصل دوم	۳۲
۲-۱۱	مسائل فصل دوم	۳۶

توجه: در حل مثال‌های این فصل از روش حالت حدی استفاده شده است.

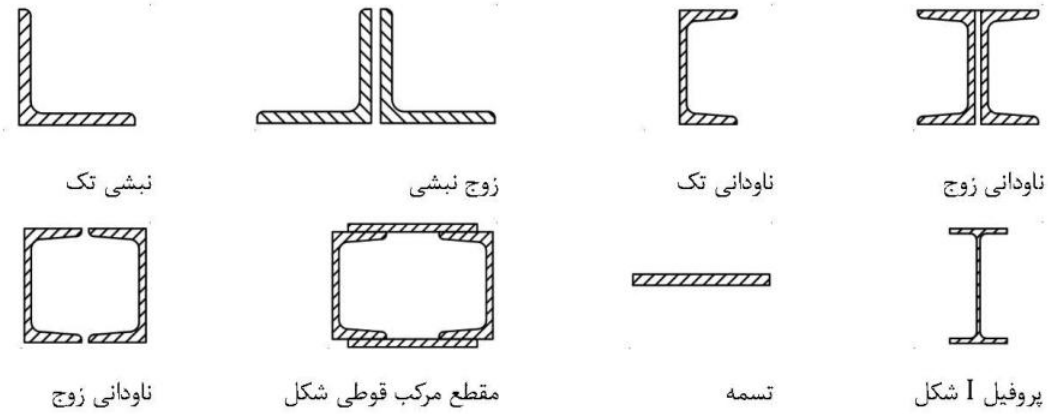
۲-۱ پیشگفتار

اصولاً پربازده‌ترین راه استفاده از فولاد ساختمانی، استفاده از آن به‌عنوان اعضای کششی است. یک عضو کششی به عضوی گفته می‌شود که بین دو نقطه از سازه قرار داشته و در حالت انتقال کشش است. البته در مواردی که به علت عوض شدن جهت نیروها، تنش‌ها نیز تغییر جهت می‌دهند و اعضای کششی تحت فشار قرار می‌گیرند، باید این اعضا را هم برای کشش و هم برای فشار طراحی نمود.

قطعات کششی اگر عضوی از یک پل معلق و یا کابلی، یک خرپا یا یک دکل انتقال نیرو باشند، به‌عنوان عضو اصلی تحمل‌کننده بار و هرگاه به‌صورت مهاربند یک قاب فلزی ساختمانی عمل کنند، به‌عنوان عضو فرعی (مهارکننده جانبی) به‌حساب خواهند آمد.

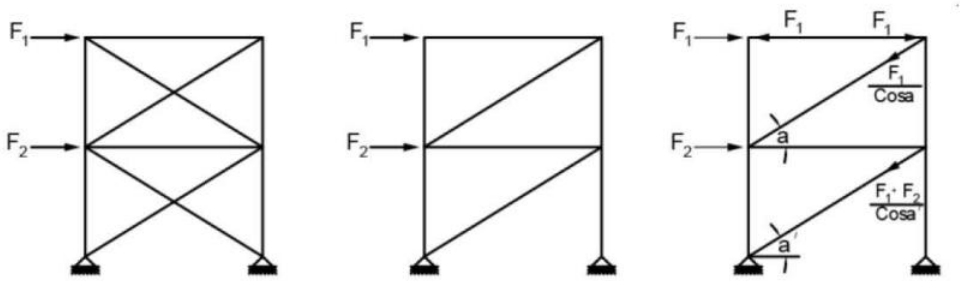
هنگامی که یک عضو کششی با نیروی کم در یک سازه فولادی به کار می‌رود، مقطع آن از میلگرد، تسمه، کابل با سطح مقطع کم، و یا پروفیل‌های نبشی یا ناودانی به صورت زوج یا تک است. برای تحمل نیروهای کششی بزرگ معمولاً از مقاطع مرکب ساخته شده از پروفیل‌های مختلف I شکل، نبشی و ناودانی استفاده می‌شود. اعضای کششی که در پل‌های معلق و کابلی، جرثقیل‌ها و دکل‌های حفاری استفاده می‌شوند، معمولاً از دسته‌ای از کابل‌های ریز و با مقاومت گسیختگی زیاد تهیه می‌شوند. این اعضاء در هنگام استفاده بایستی کاملاً کشیده شوند تا قادر به تحمل نیرو باشند، در غیر این صورت تحت اثر وزن خود خمیده می‌شوند. در شکل ۱ــ۲ انواع مقاطع متداول مورد استفاده در اعضای کششی نشان داده‌شده‌است.

برای طراحی اعضای کششی، معمولاً توصیه می‌شود که اتصالات انتهایی این اعضا قوی‌تر از خود عضو طرح شوند. با این تمهید، در صورت اعمال باری بیش از حد موردنظر بر این قطعه، عضو کششی نه‌تنها تا حد ارتجاعی، بلکه تا حد گسیختگی مصالح خوددوام می‌آورد. در چنین حالتی این عضو می‌تواند مقدار انرژی بیشتری در واحد وزن مصالح خود نسبت به سایر اعضا جذب نماید. این مسئله به‌خصوص هنگامی که امکان اعمال بارهای دینامیکی، نظیر زلزله وجود داشته باشد، بسیار حائز اهمیت است.



شکل ۱ــ۲ انواع مقاطع متداول مورد استفاده دراعضای کششی

برای تحلیل مهاربندی‌های ضربدری دو روش وجود دارد. در روش اول فرض بر این است که عضو فشاری کمانه می‌کند، پس آن را حذف کرده و سازه معین حاصل شده تحلیل می‌شود و طراحی بر اساس اعضای کششی انجام می‌پذیرد و سپس از همین مقاطع برای عضو فشاری نیز استفاده می‌شود. در واقع عضو به نحوی طراحی می‌شود که سطح مقطع لازم در کشش فراهم شود. در این روش لاغری عضو، اهمیتی ندارد. در شکل ۲ــ۲ نتایج تحلیل عضو کششی نشان داده‌شده‌است.

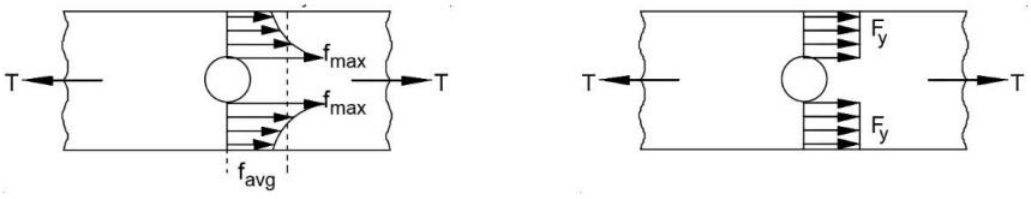


شکل ۲ــ۲ تحلیل مهاربندهای ضربدری

۲-۲ ظرفیت یا مقاومت موردنیاز در طراحی قطعات کششی

چون در طراحی اعضای کششی، معیار مقاومت به‌تنهایی ضابطه اصلی در طراحی مطرح است، لذا طراحی اعضای کششی یکی از ساده‌ترین مسائل طراحی در مهندسی سازه است. برای طراحی، ابتدا بایستی نیروی کششی عضو (T) با استفاده از روش‌های تحلیل سازه تعیین شود. در طراحی اعضای کششی باید شکل عضو و اتصالات آن به‌گونه ای تنظیم شود، تا عضو فقط در کشش کارکند و خمش در آن تولید نشود.

در طراحی اعضای کششی از فرض توزیع یکنواخت تنش در سطح مقطع آنها استفاده می‌شود، لذا مقدار آن به‌راحتی از تقسیم نیرو بر سطح مقطع تعیین می‌گردد. در اغلب موارد به علت وجود اتصالات، اعضای کششی، دارای سوراخ یا سوراخ‌هایی هستند که در محاسبه تنش تاثیرگذار است. وجود سوراخ در مقطع باعث غیریکنواخت‌شدن توزیع تنش در حالت الاستیک است. اما با افزایش نیروی کششی و رسیدن تنش‌ها به حد پلاستیک، توزیع تنش یکنواخت شده و به مقدار f_y می‌رسد. در شکل ۲ــ۲ توزیع تنش در اطراف یک سوراخ در حالت الاستیک و پلاستیک نشان داده‌شده‌است.



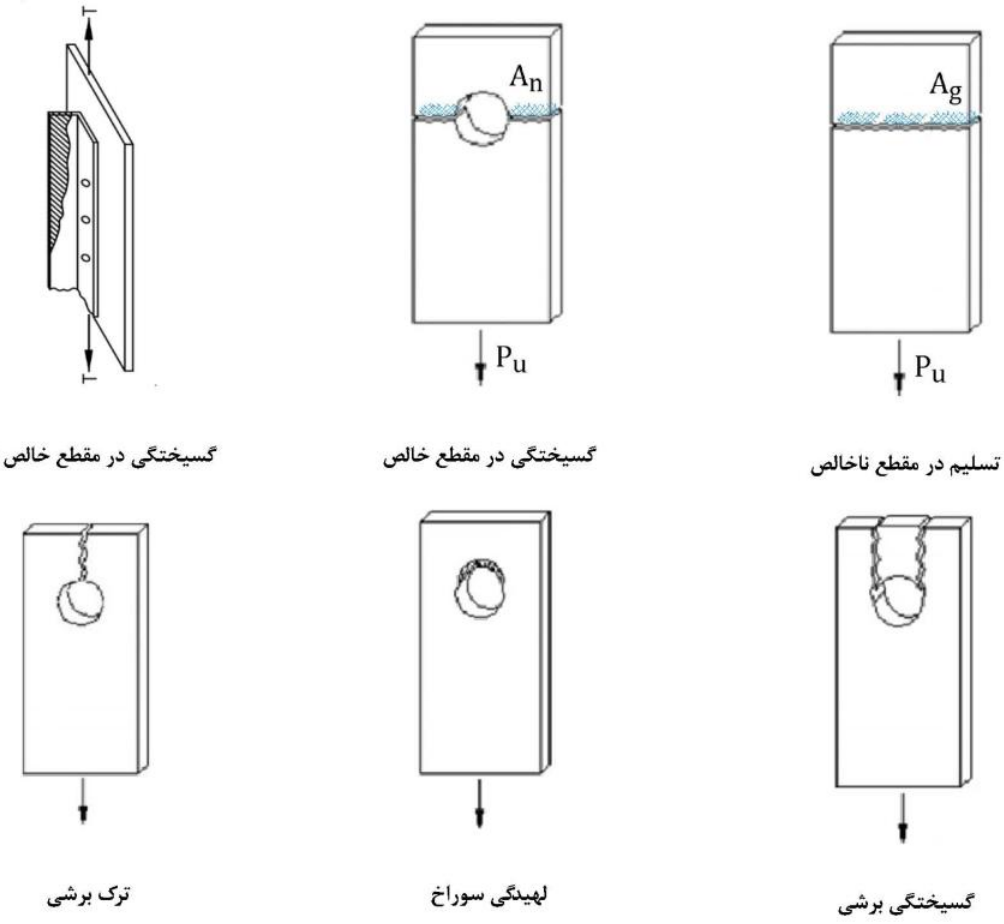
شکل ۳ــ۲ توزیع تنش در اطراف سوراخ یک عضو کششی در حالت‌های الاستیک و پلاستیک

باتوجه‌به مطالب فوق، آیین‌نامه‌های طراحی معمولاً توزیع تنش یکنواخت در اطراف سوراخ را پذیرفته و تنش نهایی را از تقسیم نیرو بر سطح مقطع خالص به دست می‌آورند. نکته قابل‌توجه این‌که فرض توزیع تنش یکنواخت در حالت حدی در اطراف سوراخ تنها در مورد مصالح شکل‌پذیر، نرم و تحت تأثیر بارهای استاتیکی صادق می‌باشد. درصورتی‌که مصالح ترد و شکننده باشند، تمرکز تنش در

اطراف سوراخ، خرابی را تسریع کرده و خرابی به‌صورت ترک پیش‌رونده از محل تمرکز تنش شروع شده و نهایتاً عضو قبل از رسیدن به حد تنش نهایی گسیخته می‌شود.

۲-۲-۱ انواع مکانیزم خرابی کششی

شکل زیر وضعیت‌های خرابی عضو را تحت نیروی کششی نشان می‌دهد. تسلیم عضو، در مقطع سراسری (مقطع ناخالص) نیازمند کنترل است. گسیختگی در کمترین سطح مقطع عضو رخ می‌دهد که معمولاً مقاطع دارای سوراخ هستند. در ناحیه انتقال نیرو به دلیل تغییر توزیع تنش، گسیختگی با مقطع خالص مؤثر عضو کنترل می‌شود.



تسلیم در مقطع ناخالص | گسیختگی در مقطع خالص | گسیختگی در مقطع خالص مؤثر

گسیختگی برشی | لهیدگی سوراخ | ترک برشی

شکل ۴ـ۲ وضعیت‌های خرابی عضو کششی

۲-۲-۲ روش سوراخ‌کاری

از روش‌های تعبیه سوراخ در قطعات می‌توان به سه روش سوراخ‌کاری با دریل (مته‌کاری)، سوراخ‌کاری با پانچ (منگنه) و سوراخ‌کاری (تراشکاری) با برقو اشاره کرد. در روش سوراخ‌کاری با پانچ یا منگنه که روش متداول (استاندارد) سوراخ‌کاری است، به دلیل فشار زیادی که میله مرکزی به صفحه وارد می‌کند مقداری از مساحت اطراف سوراخ لهیده می‌شود. به همین دلیل قطر محاسباتی سوراخ را ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر واقعی در نظر می‌گیرند. در روش مته‌کاری، سوراخ‌هایی با قطر موردنظر را با استفاده از مته ایجاد می‌کنند که

می‌تواند از روش‌های دیگر گران‌تر باشد و در مواردی که ضخامت صفحه زیاد باشد، مورداستفاده قرار می‌گیرد. در این روش قطر محاسباتی همان قطر واقعی سوراخ است.

در روش استفاده از برقو، ابتدا پانچ سوراخ با قطر ۳ الی ۵ میلی‌متر کمتر از قطر محاسباتی انجام می‌شود و سپس با ابزاری به نام برقو براده‌برداری (تراشکاری) می‌کنند تا قطر سوراخ به قطر محاسباتی برسد. این روش گران‌تر از روش قبل است ولی با چنین روشی، هم باد بودن سوراخ‌های اتصال به نحو مناسبی تأمین می‌گردد. سوراخکاری با این روش در قطعات ساختمانی معمول نمی‌باشد. در این روش نیز قطر محاسباتی با قطر واقعی سوراخ برابر است.

توجه: در حل مسائل اگر نوع سوراخ زنی مشخص نشده باشد، منظور روش استاندارد است.

جزئیات بیشتر در مورد روش‌های سوراخکاری، در فصل دهم جلد دوم این کتاب (بند ۱۰ ــ ۵ ــ ۶) ارائه شده است.

۲-۲-۳ قطر پیچ (d_b)، قطر واقعی سوراخ (d_h) و قطر محاسباتی سوراخ (D)

در نقشه‌های اجرایی مقادیر قطر پیچ و یا قطر واقعی سوراخ درج می‌شوند ولی در محاسبات، همواره قطر محاسباتی سوراخ مدنظر قرار می‌گیرد. به‌منظور سهولت نصب و باتوجه‌به خطاهای اجرایی در ساخت و نصب اسکلت، لازم است قطر سوراخ کمی بزرگ‌تر از قطر پیچ باشد. این اختلاف برای سوراخ استاندارد به قطر پیچ بستگی دارد و مطابق رابطه ۱ ــ ۲ مقدار آن ۲ یا ۳ میلی‌متر است.

همچنین چنانچه ذکر گردید، در صورت استفاده از روش پانچ برای سوراخکاری، قطر محاسباتی سوراخ به‌اندازه ۲ میلی‌متر از قطر واقعی آن بیشتر خواهد بود. خلاصه این ضوابط در رابطه ۱ ــ ۲ مشاهده می‌شود. برای اطلاع از جزئیات بیشتر از ضوابط آیین‌نامه،

$$d_h = d_b + \begin{cases} 2\ mm\ ;\ d_b \le 22\ mm \\ 3\ mm\ ;\ d_b \ge 24\ mm \end{cases} \quad (\textit{سوراخ استاندارد})$$

$$D = d_h + \begin{cases} 2\ mm\ \textit{پانچ} \\ 0\ mm\ \textit{دریل و برقو} \end{cases} \qquad ۲ــ۱$$

$$d_b < d_h \le D$$

d_b قطر اسمی پیچ

d_h قطر واقعی سوراخ

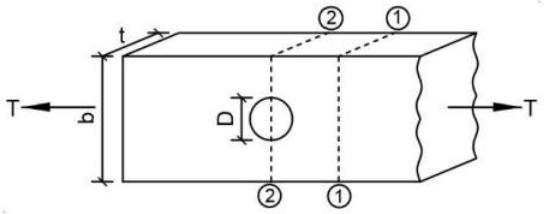
D قطر محاسباتی سوراخ

توجه: قطر پیچ (d_b) با عبارت Mxx نیز نمایش داده می‌شود که در آن xx نشانگر قطر به میلی‌متر است. به عنوان مثال، پیچ M20 به معنای پیچ با قطر ۲۰ میلی‌متر می‌باشد.

۲-۲-۴ سطح مقطع ناخالص (A_g)، سطح مقطع خالص (A_n) و سطح مقطع خالص مؤثر (A_e)

هنگامی که یک عضو کششی توسط پیچ یا پرچ به اعضای دیگر متصل می‌شود، سطح مقطع کل آن به‌اندازه سطح تصویر سوراخ کاسته می‌شود. این سطح مقطع کاسته‌شده در محل سوراخ، سطح مقطع خالص (A_n) نامیده می‌شود. سطح مقطع کل نیز سطح مقطع ناخالص (A_g) نامیده می‌شود که در شکل ۵ ــ ۲ نشان داده‌شده‌است.

در این شکل، $A_g = A_{1-1} = bt$ و $A_n = A_{2-2} = A_g - nDt$ بوده و D قطر سوراخ است. توجه شود که از میان مقادیر مختلف سطح مقطع خالص (A_n) در مسیرهای مختلف، آن مسیری بحرانی‌تر است که دارای سطح مقطع خالص (A_n) کمتری باشد.



شکل ۵ـ۲ سطح مقطع ناخالص (A_g) وسطح مقطع خالص (A_n)

چنانچه بررسی گسیختگی کششی در محل اتصال موردنظر باشد، سطح مقطع خالص مؤثر (A_e) عضو کششی به صورت درصدی از سطح مقطع خالص در نظر گرفته می‌شود. خلاصه ضوابط فوق در رابطه ۲ـ۲ ارائه شده است..

$$A_g = b.t$$

$$A_n = A_g - n.D.t + \Sigma\left(\frac{s^2}{4g}\right)t \qquad ۲\text{-}۲$$

$$A_e = UA_n$$

اتصالات پیچی، جوشی و وصله‌های کششی

A_g سطح مقطع ناخالص عضو کششی

A_n سطح مقطع خالص عضو کششی در محل سوراخ

A_e سطح مقطع خالص مؤثر عضو کششی در محل اتصال

U ضریب تأخیر برش، که در بخش (۲ـ۶) به طورکامل تشریح می‌شود. در هر حال لازم نیست این ضریب در مقاطع باز (مقاطع I، L، U وT) از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود. این الزام در مورد مقاطع بسته (نظیر مقاطع قوطی‌شکل نوردشده و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق) کاربرد ندارد.

۵-۲-۲ طراحی اعضای کششی

برای طراحی اعضای کششی در سطح مقطع موردنظر، همواره باید مقاومت موردنیاز کوچک‌تر یا مساوی مقاومت کششی طراحی و یا مقاومت کششی مجاز باشد که در رابطه ۳ـ۲ مقدار برای هر دو روش حالت حدی و مقاومت مجار نشان داده‌شده‌است. این رابطه برای طراحی اعضای کششی بجز در محل سوراخ مفاصل معتبر بوده و برای طراحی محل سوراخ مفاصل به بخش (۲ـ۱۱) مراجعه شود.

$$P_u \le \phi_t P_n = min\begin{cases} 0.9f_yA_g & \textit{کنترل تسلیم} \\ 0.75f_uA_n & \textit{کنترل گسیختگی} \\ 0.75f_uA_e & \textit{کنترل گسیختگی مقطع خالص} \end{cases}$$

$$P_u \le \frac{P_n}{\Omega_t} = min\begin{cases} \dfrac{f_yA_g}{1.67} & \textit{کنترل تسلیم} \\ \dfrac{f_uA_n}{2.00} & \textit{کنترل گسیختگی} \\ \dfrac{f_uA_e}{2.00} & \textit{کنترل گسیختگی مقطع خالص} \end{cases} \qquad ۲\text{ـ}۳$$

P_u نیروی کششی موجود در مقطع موردنظر تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری

$\phi_t P_n$ نیروی مقاومت کششی طراحی

ϕ_t ضریب کاهش مقاومت در روش حدی‌که برابر ۰/۹ در تسلیم و ۰/۷۵ در گسیختگی است.

$\frac{P_n}{\Omega_t}$ نیروی مقاومت کششی مجاز

Ω_t ضریب کاهش مقاومت در روش مقاومت مجاز که برابر ۱/۶۷ در تسلیم و ۲/۰۰ در گسیختگی است.

A_g سطح مقطع کل عضو تحت کشش بدون در نظر گرفتن سوراخ (سطح مقطع ناخالص)

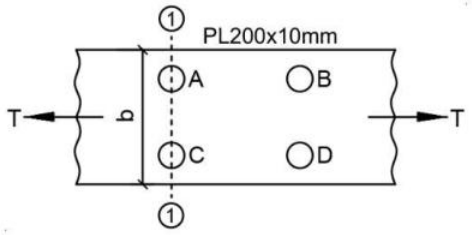
A_n مقطع خالص عضو در اعضاء کششی سوراخ‌دار

A_e سطح مقطع خالص مؤثر عضو کششی

طبق این رابطه، مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ برابر کوچکترین مقدار محاسبه‌شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی $P_n = f_y A_g$ ، گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو $P_n = f_u A_n$ و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر $P_n = f_u A_e$ می‌باشد.

مثال ۲-۱

سطح مقطع خالص عضو کششی شکل زیر را تعیین کنید. مقطع ورق به عرض ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت ۱ سانتی‌متر است و دارای سوراخ‌هایی برای عبور پیچ M16 است.



شکل ۶ـ۲ عضو کششی سوراخ دار

حل:

$d_b = 16mm \leq 22mm \rightarrow d_h = d_b + 2mm = 18mm$

از آنجا که به روش سوراخ‌کاری اشاره نشده، استفاده از پانچ به صورت پیش‌فرض انتخاب می‌شود.

$D = d_h + 2mm = 20mm = 2cm$

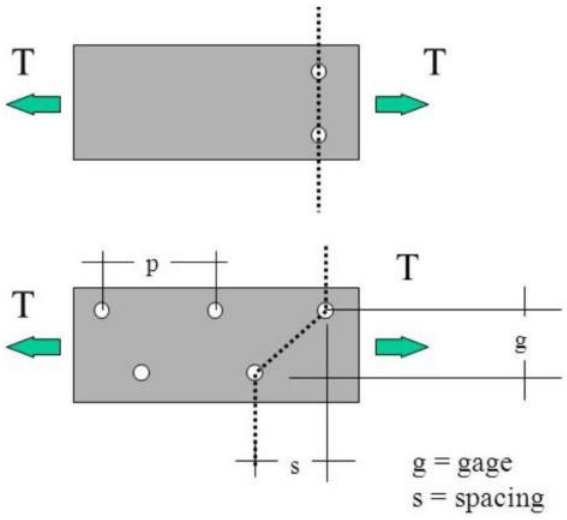
$A_g = 20cm \times 1cm = 20cm^2$

$A_n = A_g - nDt = 20cm^2 - 2 * 2cm * 1cm = 16cm^2$

باتوجه‌به مقدار سطح مقطع خالص، وجود سوراخ‌ها ظرفیت سطح مقطع را به $\frac{16cm^2}{20cm^2} = 80\%$ سطح سوراخ‌نشده رسانده و آن را به میزان $1 - \frac{16cm^2}{20cm^2} = 20\%$ کاهش داده است.

۲-۳ سطح مقطع خالص (A_n) بحرانی

در آن دسته از اعضای کششی که پیچ‌های اتصال بایستی در دو ردیف یا بیشتر قرار گیرند، معمولاً سعی می‌شود که سوراخ‌ها به‌صورت یک‌درمیان و زیگزاگ آرایش داده شود تا کاهش سطح مقطع حداقل شود. در شکل زیر یک عضو کششی که سوراخ قطری (زیگزاگ) در آن تعبیه شده، نشان‌داده‌شده است. چنانچه فاصله افقی بین سوراخ‌ها خیلی زیاد نباشد، ممکن است گسیختگی در مسیر مایل صورت گیرد.



شکل ۷ـ۲ عضوکششی با سوراخ‌های زیگزاگ

مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که سوراخ‌های مسیر زنجیره (قطری یا زیگزاگ) مربوط به آن، کمترین مقاومت کششی اسمی را به دست دهد بنابراین مسیری که کمترین مساحت را داشته باشد.

ازآنجاکه در مسیرهای مایل، تنش‌ها ترکیبی از کشش مستقیم و برش هستند، بنابراین بایستی اثرات مورب بودن خطوط شکست در روابط، مدنظر قرار گیرد. بر طبق روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، چنانچه فاصله بین سوراخ‌ها در امتداد نیرو (S) و فاصله سوراخ‌ها در جهت عمود بر امتداد نیرو (g) باشد، می‌توان برای محاسبه سطح مقطع خالص در هر مقطع بحرانی به تعداد قطر سوراخ‌ها از عرض مقطع کسر و برای هر مسیر مورب، یک‌مرتبه جمله $\left(\frac{S^2}{4g}t\right)$ را به آن اضافه نمود. در نتیجه با افزایش فاصله افقی سوراخ‌ها، سطح مقطع خالص افزایش یافته و احتمال بحرانی شدن مسیر مایل کمتر می‌شود. رابطه (۲ـ۸) برای سوراخ‌هایی که به صورت زیگزاگ تعبیه شده‌اند، توصیه می‌شود:

$$A_n = A_g - nDt + \sum\frac{S^2}{4g}t \qquad ۲\text{ـ}۴$$

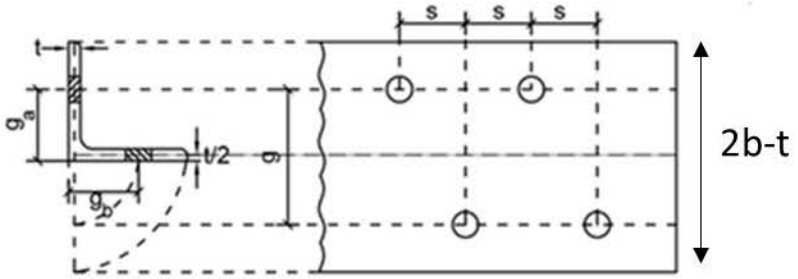
n تعداد سوراخ‌ها در مسیر مورد بررسی

در به‌کاربردن رابطه فوق، لازم است به نکات زیر توجه شود:

- در دو مسیر مشابه آنکه S کوچک‌تر و g بزرگ‌تری دارد می‌تواند بحرانی‌تر شود.
- در مسیر افقی (موازی نیرو) عملاً فاصله S وجود دارد ولی g=0 است که $\frac{S^2}{4g}$ معادل بی نهایت می‌شود، بنابراین مسیر افقی هیچگاه نمی‌تواند بحرانی باشد.
- در حالتی که عضو با جوش متصل شده باشد (بدون استفاده از پیچ) $A_n = A_g$ می‌باشد.
- مسیر مورد بررسی از بالای مقطع گسترده معادل شروع شده و به پایین ختم می‌شود.

۲-۴ سطح مقطع خالص نبشی و ناودانی

معمولاً سوراخ‌های پیچ یا پرچ روی دو ساق نبشی یا ناودانی به صورت قطری برای اتصال مناسب تعبیه می‌شود. برای محاسبه فاصله قائم بین سوراخ‌ها (g) در رابطه $\frac{S^2}{4g}$ می‌بایست مانند شکل زیر، نبشی یا ناودانی را در محل تقاطع دو بال نسبت به میان تار ضخامت گسترش داده تا به صورت مربع مستطیل درآید و سپس فاصله g از روی شکل باز شده اندازه‌گیری شود.

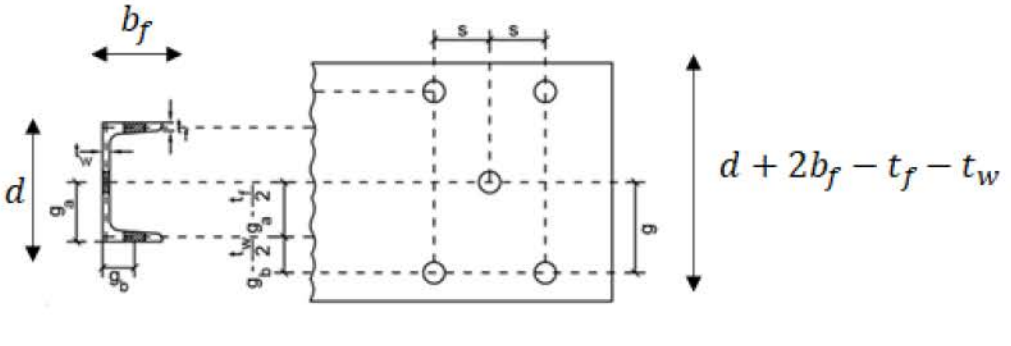


شکل ۸ ــ ۲ مقطع گسترده معادل نبشی

بنابراین فاصله قائم بین سوراخ‌ها در نبشی طبق رابطه زیر برابر است با:

$$g = g_a - \frac{t}{2} + g_b - \frac{t}{2} = g_a + g_b - t \qquad ۲-۵$$

مقطع باز شده ناودانی در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.



شکل ۹ ــ ۲ مقطع گسترده معادل ناودانی

بنابراین فاصله قائم بین سوراخ‌ها در ناودانی طبق رابطه زیر برابر است با:

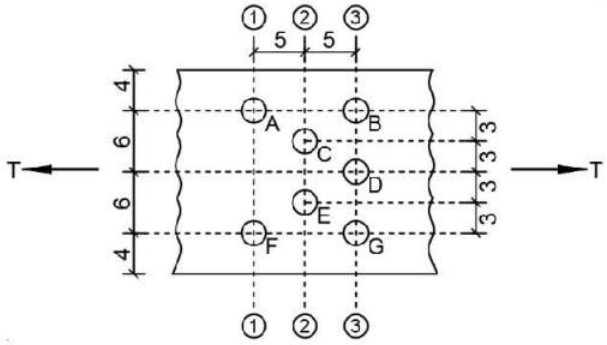
$$g = g_a + g_b - \frac{t_w}{2} - \frac{t_f}{2} \qquad ۲ـ۶$$

شایان‌ذکر است که در محاسبات مسیرهای مایل ناودانی گسترش‌یافته، چنانچه مسیر مذکور از دو ناحیه با ضخامت‌های مختلف عبور نمود، ضخامت کمتر در رابطه $\frac{S^2}{4g}t$ قرار می‌گیرد.

نکته: جهت محاسبه مقادیر S و g لازم است امتداد نیرو مدنظر قرار گیرد به‌نحوی‌که S در امتداد موازی راستای نیرو و g در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد. این موضوع حتی برای یک اتصال که در دو راستای بارگذاری بررسی می‌شود صادق است.

مثال ۲-۲

سطح مقطع خالص بحرانی ورق شکل زیر را تعیین کنید. ورق دارای عرض 20cm و ضخامت 1.2cm است و سوراخ‌هایی در آن برای عبور پیچ‌های M18 تعبیه شده است.



شکل ۱۰ـ۲ عضو کششی با سوراخ‌های قطری (ابعاد بر حسب سانتی‌متر)

حل

مسیر شکست 3BDG3

$$A_n^{3BDG3} = [20 - 3(1.8 + 0.2 + 0.2)] * 1.2 = 16.08\ cm^2$$

مسیر شکست 1AF1

$$A_n^{1AF1} = [20 - 2(1.8 + 0.2 + 0.2)] * 1.2 = 18.72\ cm^2$$

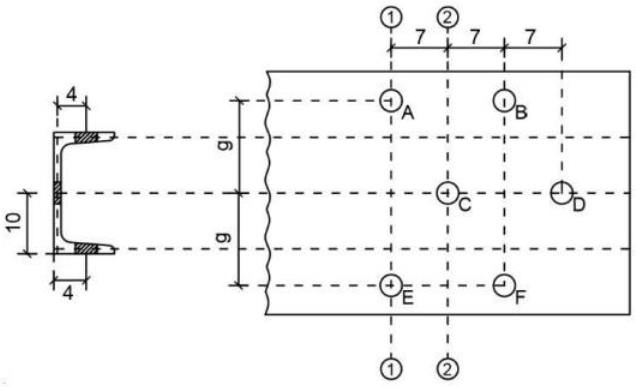
مسیر شکست 1ACEF1

$$A_n^{1ACEF1} = \left[20 - 4(1.8 + 0.2 + 0.2) + 2 * \frac{5^2}{4*3}\right] * 1.2 = 18.44\ cm^2$$

و به همین ترتیب، سایر مسیرهای ممکن نیز بررسی می‌شوند.

مثال ۲-۳

مساحت خالص UNP20 شکل زیر راکه در آن سوراخ‌هایی به قطر 25mm با برقو تعبیه شده است، تعیین کنید.



شکل ۱۱ــ۲ مقطع گسترده شده ناودانی

حل:

مشخصات هندسی UNP20 از جدول اشتال به شرح زیر است:

$UNP20: b_f = 7.5cm, d = 20cm,\ t_f = 1.15cm, t_w = 0.85cm, \mathrm{A} = 32.2cm^2$

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

برای محاسبه مساحت خالص ناودانی، در محل تقاطع دو بال و در امتداد میان تار آن گسترش داده می‌شود:

$$g = 4 + 10 - \frac{1.15}{2} - \frac{0.85}{2} = 13\ cm$$

مسیر شکست 1AE1

$$A_n^{1\mathrm{AE1}} = A_g - nDt = 32.2 - 2 * 2.5 * 1.15 = 26.45\ cm^2$$

مسیر شکست 1ACE1

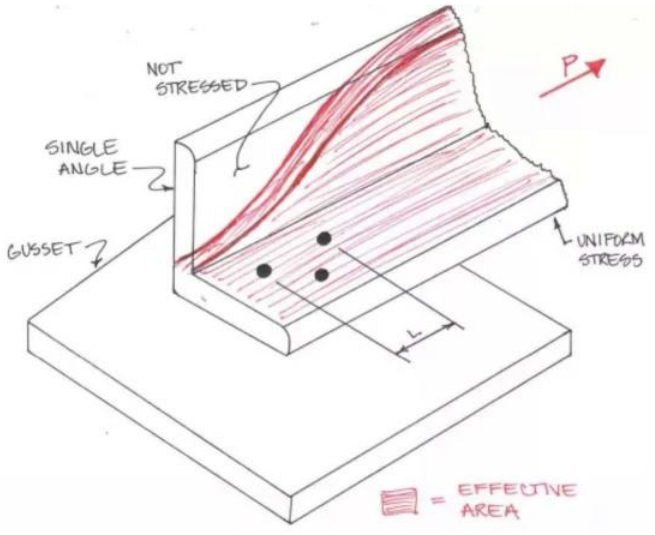
$$A_n^{1\mathrm{ACE1}} = A_g - nDt + \sum \frac{S^2}{4g} t = 32.2 - (2 * 2.5 * 1.15 + 1 * 2.5 * 0.85) + 2 * \frac{7^2}{4*13} * 0.85 =$$

$25.92\ cm^2$

بنابراین مسیر 1ACE1 حداقل و کنترل‌کننده می‌باشد.

۲-۵ سطح مقطع خالص مؤثر (A_e)

نبشی نشان‌داده‌شده در شکل ۱۲ــ۲ توسط سه پیچ به ورق زیرین متصل شده است. در این حالت، توزیع تنش در نبشی یکنواخت نمی‌باشد و در منطقه هاشور خورده، مقدار آن کمتر است .



شکل ۱۲ـ۲ اتصال نبشی و ورق توسط یک بال نبشی

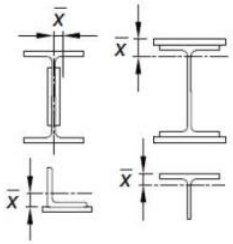
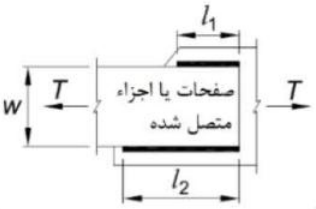
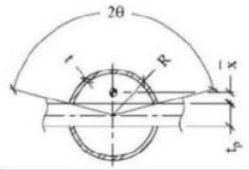
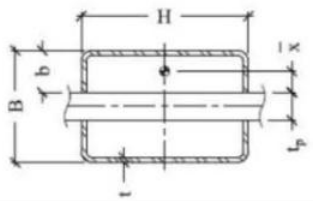
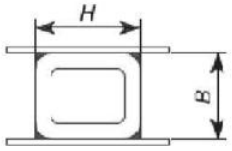
همچنین با عبور از وسایل اتصال نیروی کششی در مقطع عضو تغییر کرده و هر وسیله اتصال، قسمتی از نیرو را جذب می‌کند. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران با استفاده از ضریب سطح مؤثر $(U \leq 1)$ این توزیع غیریکنواخت تنش در مقاطع مختلف را مطابق رابطه زیر منظور می‌نماید.

$$A_e = \begin{cases} UA_n & \text{اتصالات پیچی} \\ UA_g & \text{اتصالات جوشی} \\ A_n \leq 0.85A_g & \text{وصله های پیچی اعضای کششی} \end{cases}$$

ϕ	ضریب کاهش مقاومت	A_n	سطح مقطع خالص برابر $A_n = A_g - nDt + \Sigma\left(\frac{s^2}{4g}\right)t$
n	تعداد پیچ‌ها در مسیر برش اتصال	A_g	سطح مقطع کل (ناخالص)
D	قطر محاسباتی سوراخ	t	ضخامت ورق
A_e	سطح مقطع خالص مؤثر		

ضریب سطح مؤثر مستقیماً روی سطح مقطع خالص تأثیر می‌گذارد و باعث کاهش آن می‌شود. ضریب مذکور بستگی به تعداد و وضعیت قرارگرفتن پیچ‌ها و همچنین نوع اتصال دارد که در جدول ۱ـ۲ برای حالات مختلف بر اساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ارائه شده است.

جدول ۱ـ۲ تعیین ضریب سطح مؤثر U و سطح مقطع مؤثر A_e

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به‌وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به‌غیراز حالت‌های ۴، ۵ و ۶)	$U = 1$	
۲	کلیه اعضای کششی (به‌غیراز تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آنها بار به‌وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد. برای مقاطع I شکل نوردشده و سپری T بریده‌شده از آنها و نیز نیم‌رخ‌های I شکل بال‌پهن، استفاده از مقادیر حالت ۷ این جدول نیز مجاز است. همچنین برای نبشی‌ها استفاده از حالت ۸ این جدول نیز مجاز است.	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
۳	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به‌وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1$ A_n : سطح مقطع قسمت‌های اتصال یافته	
۴	ورق‌ها (تسمه‌های کششی)، نبشی‌ها، ناودانی‌ها و مقاطع I شکل با قطعات متصل‌شونده که در آنها نیروی کششی فقط از طریق جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) منتقل می‌شود.	[2] و[1] $U = \frac{3l^2}{(3l^2 + w^2)}(1 - \frac{\bar{x}}{l})$	
۵	در مقاطع لوله‌ای با یک ورق اتصال هم محور که در آن طول جوش‌ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$U = (1 + \left(\frac{\bar{x}}{l}\right)^{3.2})^{-10}$ $\bar{x} = \frac{R.\sin\theta}{\theta} - \frac{1}{2}t_p$	
۶-۱	در مقاطع قوطی شکل، چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = b - \frac{2b^2 + tH - 2t^2}{2H + 4b - 4t}$	
۶-۲	در مقاطع قوطی شکل، چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$l \geq H$ $U = (\frac{3l^2}{3l^2 + H^2})(1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4\,(B + H)}$	

۷-۱	در نیم‌رخ‌های I نورد شده و سپری T بریده‌شده از آنها و همچنین نیم‌رخ‌های دیگری نظیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد. در اتصالات پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق بال‌ها برقرار شده و حداقل سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.9 \quad (b_f \geq \frac{2}{3}d)$ $U = 0.85 \quad (b_f < \frac{2}{3}d)$	توضیح: ماکزیمم مقدار این بند و مقدار حاصل از بند ۲ جدول، ملاک محاسبه خواهد بود.
۷-۲	در نیم‌رخ‌های I نورد شده و سپری T بریده شده از آنها و همچنین نیم‌رخ‌های دیگری نظیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد. در اتصال پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق جان برقرار شده حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.7$	توضیح: ماکزیمم مقدار این بند و مقدار حاصل از بند ۲ جدول، ملاک محاسبه خواهد بود.
۸-۱	در نیم‌رخ‌های نبشی تک و دوبل درصورتی‌که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد. چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.8$	توضیح: ماکزیمم مقدار این بند و مقدار حاصل از بند ۲ جدول، ملاک محاسبه خواهد بود.
۸-۲	در نیم‌رخ‌های نبشی تک و دوبل درصورتی‌که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد. چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$	توضیح: ماکزیمم مقدار این بند و مقدار حاصل از بند ۲ جدول، ملاک محاسبه خواهد بود.

در استفاده از جدول فوق، لازم است دقت شود:

l طول اتصال مساوی فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی.

[۱] $\bar{x}$ خروج از مرکزیت اتصال است یعنی فاصله عمودی مرکز اتصال تا مرکز هندسی بخشی از عضو که نیروی آن توسط این اتصال منتقل می‌گردد. این فاصله برای نبشی‌ها از بر مقطع در محل اتصال تا موقعیت تار خنثی مقطع می‌باشد.

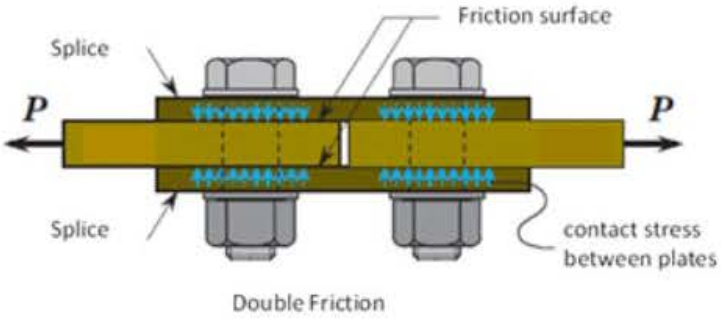
[۲] $l = \frac{l_1+l_2}{2}$ که در آن، l_1 و l_2 نباید از ۴برابر بعد جوش کمتر باشد.

همچنین منظور از وسیله اتصال، پیچ یا پرچ اتصال می‌باشد.

منظور از ردیف، تعدادی وسیله اتصال است که بر روی یک خط فرضی قرار داشته و در امتداد نیرو می‌باشند.

نمونه‌ای از یک عضو کششی دوتکه همراه با دو ورق وصله [۱] پیچی در بالا و پایین، در شکل زیر مشاهده می‌شود.

[۱] splice



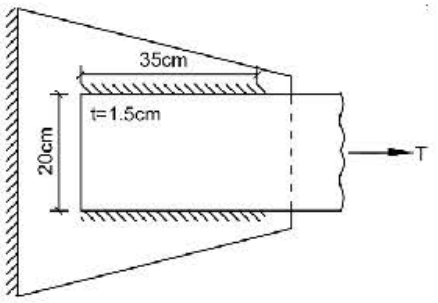
شکل ۱۰–۱۳ عضو کششی دو تکه همراه با ورق وصله پیچی عضو کششی

مثال ۲-۴

ظرفیت کششی اتصال را در دو حالت زیر بدست آورید ($f_y = 2.4\ \frac{ton}{cm^2}, f_u = 3.7\ \frac{ton}{cm^2}$).

الف) جوش در دو خط افقی مطابق شکل اجرا شده باشد.

ب) جوش به‌صورت دورتادور انجام شود.



شکل ۱۴ــ۲ اتصال جوشی دو ورق به یکدیگر

حل الف: جوش در دو خط افقی

گام ۱- **ظرفیت کششی اتصال بر اساس معیار تسلیم:**

$$A_g = 20 * 1.5 = 30\ cm^2$$

$$T_u \le 0.9 f_y A_g = 0.9 * 2.4 \frac{ton}{cm^2} * 30 cm^2 = 64.8\ ton$$

گام ۲- **ظرفیت کششی اتصال بر اساس معیار گسیختگی:**

تعیین ضریب سطح مؤثر (U) باتوجه‌به بند ۴ جدول ۱-۲

$$U = \frac{3l^2}{(3l^2 + w^2)}\left(1 - \frac{\bar{x}}{L}\right)$$

$$l = \frac{l_1 + l_2}{2} = \frac{35+35}{2} = 35\ cm$$

$$U = \frac{3 \times 35^2}{(3 \times 35^2 + 20^2)}\left(1 - \frac{0}{35}\right) = 0.90$$

محاسبه سطح مقطع خالص مؤثر (A_e)

$$A_e = 0.9A_g = 0.9 * 30 = 27.0\ cm^2$$

ظرفیت کششی اتصال بر اساس معیار گسیختگی

$$T_u \leq 0.75 f_u A_e = 0.75 * 3.7\ \frac{ton}{cm^2} * 27.0\ cm^2 = 74.925\ ton$$

گام ۳- نتیجه: ظرفیت کششی اتصال

ظرفیت نهایی اتصال حداقل دو حالت بالا خواهد بود.

$$T_u \leq \min\left(0.9 f_y A_g, 0.75 f_u A_e\right) = \min(64.8, 74.925) = 64.8 ton$$

معیار تسلیم حاکم است.

حل ب: جوش به‌صورت دورتادور

تعیین ضریب سطح مؤثر (U) باتوجه‌به بند ۱ جدول ۱-۲

$$U = 1$$

بدین ترتیب ظرفیت کششی عضو بر اساس معیار گسیختگی افزایش می‌یابد ولی در این مسئله به دلیل حاکم شدن معیار تسلیم، ظرفیت نهایی تغییر نمی‌کند.

۲-۶ صلبیت قطعات کششی (λ)

هرچند در طراحی اعضای کششی پدیده ناپایداری دخالت ندارد ولی به علت سبک بودن مقاطع اعضای کششی، ممکن است تغییرشکل در آنها زیاد شده و حساسیت آنها در مقابل نیروهایی که با زمان تغییر می‌کنند، افزایش یابد. به‌منظور جلوگیری از خیز این اعضا تحت اثر وزن، عدم نوسان در مقابل نیروهای جانبی و داشتن سختی مناسب، آیین‌نامه‌ها صلبیت این اعضا را بر اساس روابط زیر محدود می‌کنند. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، حداکثر نسبت طول آزاد قطعه به شعاع ژیراسیون حداقل مقطع را برای قطعات اصلی و فرعی به ۳۰۰ محدود می‌کند. قطعات اصلی همواره تحت تنش هستند و خرابی آنها موجب خرابی سازه می‌شود ولی قطعات فرعی همیشه تحت اثر نیرو قرار ندارند. برای قلاب‌ها و میله مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، به‌طوری‌که پس از ایجاد کشش اولیه عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت صلبیت ضروری نیست.

$$\lambda_{max} = \frac{L}{r_{min}} \leq 300 \qquad ۲_۷$$

L طول عضو

r_{min} شعاع ژیراسیون حداقل مقطع عضو

مثال ۲-۵

مطلوب است حداکثر طول مجاز قطعه کششی با مقطع دو نبشی 2L8 چسبیده به هم.

حل:

مشخصات فنی L8 از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$L8: A = 12.3cm^2, r_x = r_y = 2.43cm, r_\eta = 1.55cm, r_\xi = 3.06cm, I_x = I_y = 72.2cm^4$$

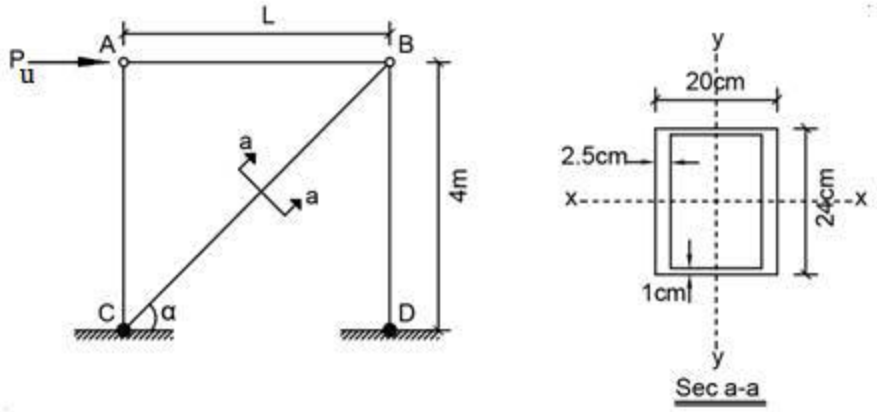
با کنترل صلبیت مقطع نبشی، طول مجاز به دست می‌آید:

$$r_{min} = r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{x0}}{2A_0}} = r_{x0} = 2.43\ cm$$

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} = \frac{L}{2.43} \leq 300 \rightarrow L \leq 300 * 2.43 = 729\ cm$$

مثال ۲-۶

حداکثر نیروی P_u و حداکثر طول L که می‌توان بر سازه مهاربندی زیر اعمال نمود، چقدر است؟



شکل ۱۵ـ۲ سازه یک طبقه تحت اثر نیروی جانبی P_u

حل:

گام ۱- تحلیل نیروها

$$node\ A \rightarrow F_{AB} = -P_u$$

$$node\ B \rightarrow F_{BC}\cos\alpha + F_{AB} = 0 \Rightarrow F_{CB} = \frac{P_u}{\cos\alpha}$$

$$A_g = 20 \times 24 - 15 \times 22 = 150cm^2$$

گام ۲- کنترل تسلیم

با محاسبه تنش موجود کششی و مقایسه آن با تنش مجاز کششی، رابطه بین نیروی P_u و $\cos\alpha$ بدست می‌آید:

$F_{CB} \leq 0.9 f_y A_g$

$\frac{P_u}{\cos\alpha} \leq 0.9 \times 2.4 \times 150 \Rightarrow P_u \leq 324.0 \times \cos\alpha \Rightarrow P_u \leq 324.0 \cos\alpha \ (ton)$

حداکثر مقدار P_u زمانی حاصل می‌گردد که $\cos\alpha$ حداکثر شود و لذا بایستی α حداقل گردد. محاسبه شعاع ژیراسیون قبلا در مثال‌های فصل یک انجام شده است.

$I_x = \frac{20\times24^3}{12} - \frac{15\times22^3}{12} = 9730cm^4 \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{9730}{150}} = 8.05cm$

$I_y = \frac{24\times20^3}{12} - \frac{22\times15^3}{12} = 9812.5cm^4 > I_x \rightarrow r_{min} = r_x$

$\lambda = \frac{L_{BC}}{r_{min}} \leq 300 \Rightarrow L_{BC} \leq 300 \times 8.05 = 2415cm$

$L = L_{AB} = \sqrt{2415^2 - 400^2} = 2381cm$

$\alpha_{min} = tan^{-1}(\frac{400}{2381}) = 9.53°$

$P_u \leq 324.0 \times cos\,9.53° \rightarrow P_u \leq 319.53ton$

۲-۷ ضریب اتصال (K)

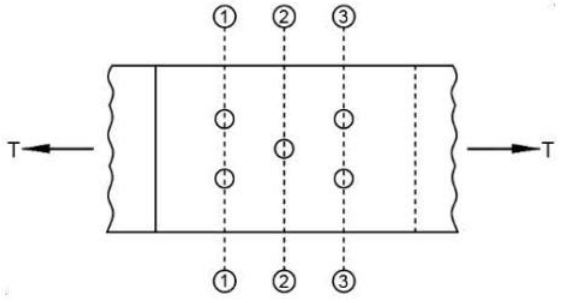
در قطعات کششی هرگاه صحبت از سوراخ در قطعه شود، معمولاً هدف سوراخی است که جهت پیچ یا پرچ تعبیه شده است که این‌گونه کاربری از پیچ یا پرچ در محل اتصال قطعه کششی انجام می‌گیرد. در طرح اتصالات پیچی یا پرچی قطعات کششی معمولاً فرض می‌شود که سهم باربری از پیچ‌ها در محل اتصال یکسان است. البته به شرطی که خروج از محوری در محل اتصال وجود نداشته باشد. چنین فرضی زمانی صحیح است 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 دخالت کند، فرض مذکور دیگر صحیح نخواهد بود.

مثال ۲-۷

باتوجه‌به اتصال نشان‌داده‌شده در شکل زیر:

الف) سهم هر پیچ را در انتقال نیروی T تعیین نمایید.

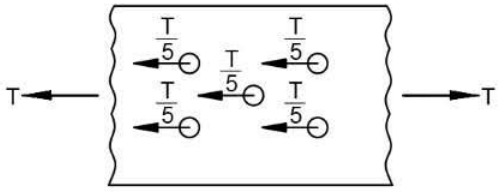
ب) نیروی کششی موجود در مقاطع 1-1 و 2-2 و 3-3 را مشخص نمایید.



شکل شمای اتصال

حل الف) سهم هر پیچ در انتقال نیروی T

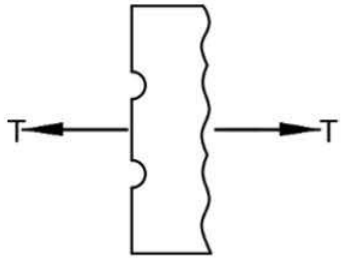
باتوجه‌به شکل زیر هر پیچ $\frac{1}{5}$ نیروی وارده بر قطعه را تحمل می‌کند.



شکل مشارکت پیچ‌ها در انتقال نیروی کششی و نقش ضریب اتصال

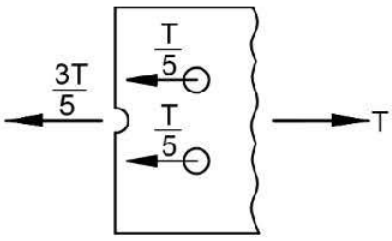
حل ب) نیروی کششی موجود در مقاطع 1-1 و 2-2 و 3-3

باتوجه‌به شکل زیر، نیروی کششی مقطع 3-3 برابر نیروی T می‌باشد.



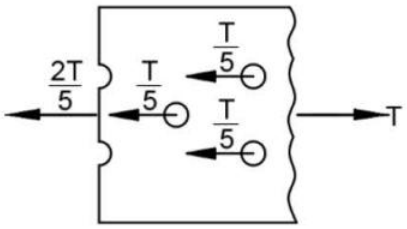
شکل مقطع 3-3

باتوجه‌به شکل زیر، نیروی کششی مقطع 2-2 برابر نیروی $\frac{3}{5}T$ می‌باشد.



شکل مقطع 2-2

باتوجه‌به شکل زیر، نیروی کششی مقطع 1-1 برابر نیروی $\frac{2}{5}T$ می‌باشد.



شکل مقطع 1-1

چنانچه در مثال فوق مشاهده شد در حالتی که مقطعی از اتصال تحت اثر کل نیرو نباشد، جهت بررسی سطح مقطع خالص، بایستی نیروی T در ضریبی کاهنده برابر $\frac{\text{تعداد پیچ روی خط برش و قبل آن}}{\text{تعداد کل پیچ}}$ ضرب نمود و یا به صورت معکوس، سطح مقطع خالص (A_n) را در ضریبی افزایشی ضرب کرده و اثر مشارکت را لحاظ نمود. از این به بعد ضریب K به عنوان ضریب اتصال مطابق زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$K = \frac{\text{تعداد کل پیچ}}{\text{تعداد پیچ روی خط برش و قبل آن}} = \frac{\text{تعداد کل پیچ}}{\text{تعداد رد شده}-\text{تعداد کل پیچ}} \geq 1 \qquad ۲\text{ـ}۸$$

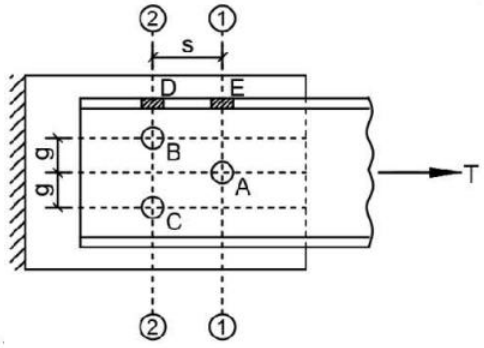
$$\frac{1}{K}P_u \leq 0.75 f_u A_e \rightarrow P_u \leq 0.75 f_u A_e \times K \qquad ۲\text{ـ}۹$$

توجه: تعبیه سوراخ در قطعات کششی، به مقاصد مختلفی انجام می‌گیرد. چنانچه سوراخ در قطعه کششی برای عبور پیچ باشد (در محل اتصال) در این حالت اثر ضریب اتصال برای مسیرهای مختلف، به شرح همین قسمت اعمال می‌گردد. چنانچه این سوراخ به‌منظور دیگری (غیر از اتصال) ایجاد شده باشد (سوراخ تزئینی) در این صورت اثر ضریب اتصال برای مسیرهای مختلف منظور نمی‌گردد.

درهرحال وجود سوراخ در یک مسیر، باعث کاهش سطح مقطع مورد بررسی خواهد گردید. چه این سوراخ برای اتصال باشد و چه سوراخ تزئینی باشد.

مثال ۲-۸

سط8ح مقطع خالص شکل زیر را در سه مسیر $1A1$، $2BC2$ و $2DBAC2$ با احتساب اثر سوراخ‌های تزئینی و ضریب اتصال هر مسیر، محاسبه نمایید.



شکل ۱۶ـ۲ سوراخ‌های اتصال (A,B,C) و سوراخ‌های تزئینی (D,E)

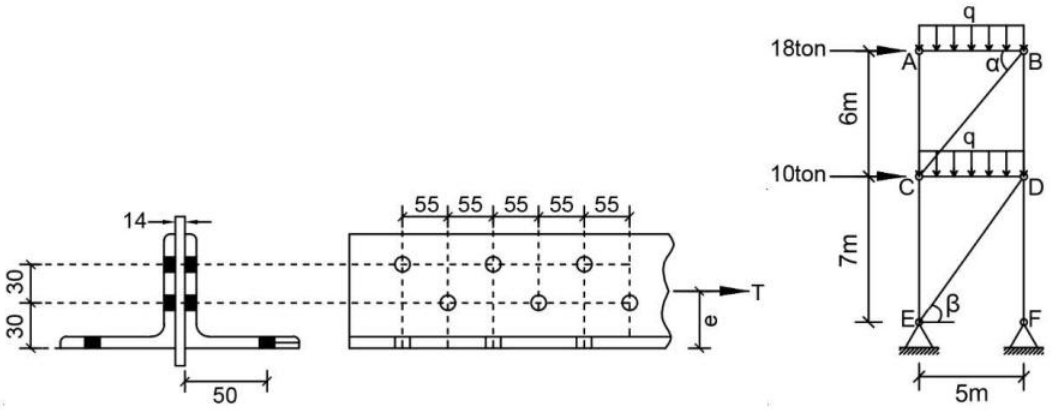
حل:

باتوجه‌به شکل می‌توان دریافت که سوراخ‌های D و E تزئینی می‌باشند.

$$A_n^{1A1} = (A_g - 2Dt) \times (K = 1.0)$$
$$A_n^{2BC2} = (A_g - 3Dt) \times (K = \frac{3}{2})$$
$$A_n^{2DBAC2} = (A_g - 4Dt + 2\frac{S^2}{4g}t) \times (K = 1.0)$$

مثال ۲-۹

مهاربند یک ساختمان فولادی تحت اثر بار ثقلی و نیروی جانبی ضریب دار مطابق شکل ۱۶ـ۲ موردنظر است. برای اتصال اعضای مهاربندی به صفحه اتصال از پیچ‌های M22 استفاده شده است. مطلوبست طرح عضو مهاربندی BC از دوبل نبشی (به صورت T شکل) و کنترل صلبیت آن.



الف ـ قاب مهاربندی شده **ب ـ مقطع مهاربند BC (ابعاد بر حسب میلی‌متر)**

شکل ۱۷ـ۲ مهاربند و مقطع موردنظر

حل:

توجه: L طول اتصال است که برای اتصالات پیچی برابر با بیشترین فاصله پیچ ها (فاصله اولین پیچ تا آخرین پیچ در راستای اعمال نیرو) **در هر ردیف پیچ** می‌باشد. در این مثال: $L = 4 \times 5.5cm = 22cm$

گام ۱- تحلیل نیروها

بر اساس تحلیل، نیروی مهاربند BC تعیین و سپس سطح مقطع مورد نیاز محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{6}{5}\right) = 50.2°$$
$$F_{BC}\cos\alpha = 18 \Rightarrow F_{BC} = \frac{18}{\cos 50.2°} = 28.12ton$$

گام ۲- کنترل تسلیم

$$A_g = 2A_i$$

که A_i مساحت هر یک از نبشی‌ها است.

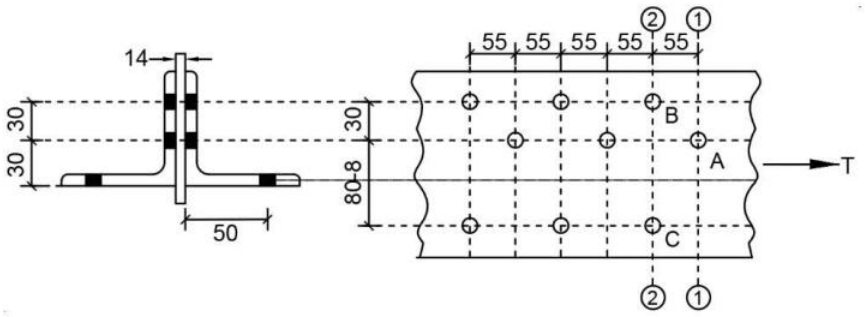
$$F_{BC} \leq 0.9 f_y A_g \rightarrow 28.12 ton \leq 0.9 * 2.4 * 2A_i \rightarrow A_i \geq 6.51 cm^2$$

گام ۳- حدس اولیه مقطع

باتوجه‌به مساحت ناخالص موردنیاز به‌دست‌آمده نبشی شماره ۶ پاسخگوی نیاز تسلیم مقطع می‌باشد. در صورت ادامه حل مثال با نبشی شماره ۶ در مرحله کنترل گسیختگی، نبشی ۶ پاسخگو نخواهد بود (حل این مورد به خواننده واگذار می‌شود)؛ لذا در ادامه حل این مثال، نبشی شماره ۸ کنترل می‌شود.

$$L8: A = A_i = 12.3 cm^2, r_x = r_y = 2.43 cm, I_x = I_y = 72.2 cm^4, e = 2.26$$

گام ۴- تعیین مسیر بحرانی شکست



شکل ۱۸ـ۲ نبشی گسترده شده (ابعاد بر حسب میلی‌متر)

مسیر شکست $1A1$:

$$K^{1A1} = 1.0$$
$$A_n^{1A1} = 2[A_i - Dt] = 2[12.3 - (2.2 + 0.4) \times 0.8] = 20.44 cm^2$$

مسیر شکست $2BA1$:

$$K^{2BA1} = 1.0$$
$$A_n^{2BA1} = 2\left[A_i - 2Dt + \frac{S^2}{4g}t\right] = 2\left[12.3 - 2 \times 2.6 \times 0.8 + \frac{5.5^2}{4 \times 3} \times 0.8\right] = 20.32 cm^2$$

مسیر شکست $2BC2$:

$$K^{2BC2} = \frac{6}{5}$$
$$A_n^{2BC2} = 2\left[(A_i - 2Dt) \times \frac{6}{5}\right] = 2\left[(12.3 - 2 \times 2.6 \times 0.8) \times \frac{6}{5}\right] = 19.54 cm^2$$

مسیر شکست $2BAC2$:

$$K^{2BAC2} = 1.0$$
$$g = 5 + 3 - t = 8 - 0.8 = 7.2 cm$$

$$A_n^{2BAC2} = 2\left[A_i - 3Dt + \sum\frac{S^2}{4g}t\right] = 2\left[12.3 - 3\times 2.6\times 0.8 + \left(\frac{5.5^2}{4\times 3}\times 0.8\right) + \left(\frac{5.5^2}{4\times 7.2}\times 0.8\right)\right] = 17.82cm^2$$

از آنجایی که تماس دو نبشی از یک بال می‌باشد، باید طبق جدول ۱ـ۲ از رابطه $U = 1 - \frac{\bar{x}}{\bar{L}}$ برای محاسبه A_e استفاده شود. $\bar{x}$ خروج از مرکزیت اتصال می‌باشد که این فاصله برای نبشی ها از بر مقطع در محل اتصال تا موقعیت تار خنثی مقطع می‌باشد.

$$\bar{x} = 2.26cm\ ;\ \bar{L} = 5.5\times 4 = 22cm$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{\bar{L}} = 1 - \frac{2.26}{22} = 0.897$$

$$A_n^{(\min)} = A_n^{2BAC2} = 17.82cm^2 \rightarrow A_e = UA_n = 0.897\times 17.82 = 15.99cm^2$$

مقطع $2BAC2$ کنترل کننده است.

گام ۵- کنترل گسیختگی نبشی

$$F_{BC} \le 0.75 f_u A_e \Rightarrow 28.12ton \le 0.75\times 3.7\times 15.99 = 44.37ton\ O.K.$$

گام ۶- کنترل صلبیت

$$r_{min} = r_x\ ;\ L = \sqrt{500^2 + 600^2} = 781cm$$

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \le 300 \rightarrow \frac{781}{2.43} = 321.4 \nleq 300\ NOT\ O.K.$$

با توجه با اینکه صلبیت نبشی $L8$ جوابگو نیست از $L10$ استفاده می‌شود:

$$L10: A = 19.2cm^2, r_x = r_y = 3.04cm, I_x = I_y = 177cm^4, e = 2.82$$

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \le 300 \rightarrow \frac{781}{3.04} = 256.9 \le 300\ O.K.$$

گام ۷- نتیجه

نبشی $L10$ مناسب است.

توجه: در صورت انجام حدس اولیه مقطع در گام ۳ باتوجه‌به دو معیار کنترل تسلیم و کنترل صلبیت، می‌توان از ابتدا نبشی شماره ۱۰ را انتخاب نمود.

۲-۸ قطعات کششی مرکب

هرگاه در تهیه یک قطعه کششی از چند نیم‌رخ (به علت بزرگی نیروی کششی) استفاده شود، یعنی قطعه‌ای به‌صورت مرکب ایجاد شود، لازم است فاصله مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی عضو، در یک مقطع مرکب تحت‌کشش که از ورق‌های متصل به یک نیم‌رخ فولادی یا به یک ورق دیگر تشکیل شده است، نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق و یا از ۳۰ سانتی‌متر بیشتر باشد. چنانچه این اتصال در معرض زنگ‌زدگی و یا خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرد، این مقدار به ۱۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق و ۱۸ سانتی‌متر محدود می‌شود. به‌عبارت‌دیگر:

$$3d_b \le S \le \begin{cases} min(24t_p, 30cm) & \text{خورگی کم} \\ min(14t_p, 20cm) & \text{خورگی شدید} \end{cases} \qquad ۲ـ۱۰$$

محدوده مجاز فاصله سوراخ‌ها از لبه ورق در امتداد نیرو (L_e) برای سوراخ استاندارد، با فرض لبه نورد شده و یا برشکاری لبه ورق با شعله و یا اره، بر حسب شرایط جوی مطابق روابط زیر تعیین می‌شود[۲].

$$1.75d_b \le L_e \le \begin{cases} min(12t_p, 15cm) & \text{خورگی کم} \\ min(8t_p, 12.5cm) & \text{خورگی شدید} \end{cases} \qquad ۲ـ۱۱$$

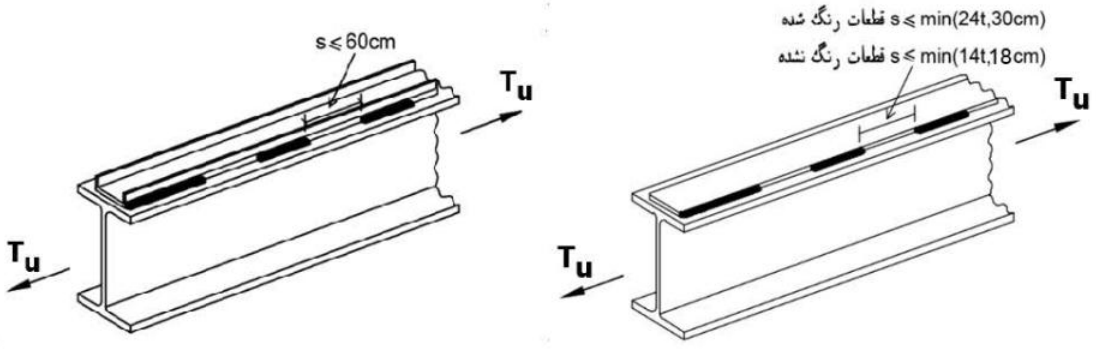
در اعضای کششی که از دو یا تعداد بیشتری نیم‌رخ در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصله مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع از ۶۰ سانتی‌متر بیشتر نشود. در هر صورت، فاصله مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید طوری اختیار شود که مطابق رابطه زیر، صلبیت هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو (λ_i) در فاصله آزاد از ۳۰۰ بیشتر نشود. در شکل ۱۸ـ۲ ضوابط مربوط به قطعات کششی مرکب ارائه شده است.

$$\lambda_i = \frac{s}{r_i} \le 300 \qquad ۲ـ۱۲$$

λ_i صلبیت مقطع تک

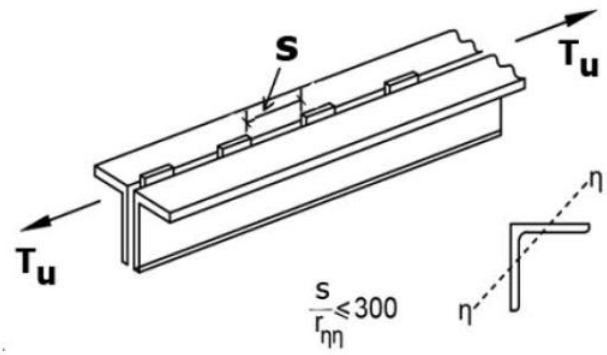
s فاصله آزاد لقمه‌ها از یکدیگر

r_i شعاع ژیراسیون حداقل برای مقطع تک



ب) عضو کششی با دو نیم‌رخ یا بیشتر

الف) عضو کششی متشکل از نیم‌رخ و ورق



[۲] برای اطلاع از ضوابط مربوط به لبه بریده شده ورق با گیوتین و فواصل سوراخهای بزرگ شده و لوبیایی به مبحث دهم بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۲ مراجعه شود.

ج) عضو کششی مرکب با اتصال لقمه (filler plate)

شکل ۱۹ــ۲ ضوابط قطعات کششی مرکب

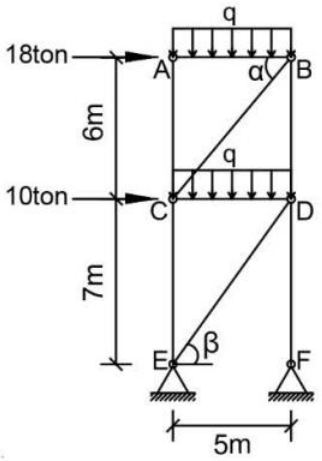
مثال ۲-۱۰ (تکرار)

چنانچه مقطع عضو کششی قاب شکل زیر از دوبل نبشی 2L8 (به صورت شکل T) مد نظر طراحی باشد و طول عضو 7m در نظر گرفته شود، مطلوبست:

الف) تعیین تعداد لقمه اتصال لازم در طول عضو.

ب) تعیین فاصله آزاد جوش منقطع، با فرض رنگ‌آمیزی قطعه.

پ) تعیین فاصله آزاد جوش منقطع، با فرض عدم رنگ‌آمیزی قطعه.



شکل ۲۰ــ۲ قاب و مهاربند موردنظر مثال

حل الف: مقطع دوبل با لقمه

مشخصات فنی $L8$ از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$L8: A = 12.3cm^2, r_x = r_y = 2.43cm, r_\eta = 1.55cm, r_\xi = 3.06cm, I_x = I_y = 72.2cm^4$$

گام ۱- کنترل صلبیت مقطع تک

$$r_i = r_\eta = 1.55cm$$

$$\lambda_i = \frac{s}{r_i} \le 300 \Rightarrow s \le 300 \times 1.55 = 465cm$$

بنابراین یک لقمه در وسط طول قطعه قرار داده می‌شود. توجه شود که عضو مهاربند در دو انتها، از طریق صفحه اتصال به سازه متصل است و عملکرد صفحات اتصال، مشابه عملکرد لقمه میان مهاربند می‌باشد.

حل ب: مقطع دوبل چسبیده بدون رنگ‌آمیزی

گام ۲- کنترل صلبیت مقطع تک

مشابه گام قبل، محدودیت صلبیت ۳۰۰ در فاصله آزاد کنترل می‌گردد.

$$r_i = r_\eta = 1.55cm \rightarrow \lambda_i = \frac{s}{r_i} \leq 300 \Rightarrow s \leq 300 \times 1.55 = 465cm$$

گام ۳- کنترل ضابطه خوردگی

$$s \leq \min(18cm, 14 * 0.8\text{cm}, 465cm) = 11.2\text{cm}$$

فاصله میان جوش‌های منقطع به ۱۰ سانتی‌متر محدود می‌گردد.

حل پ: مقطع دوبل چسبیده با رنگ‌آمیزی

گام ۴- کنترل صلبیت مقطع تک

مشابه گام قبل، محدودیت صلبیت ۳۰۰ در فاصله آزاد کنترل می‌گردد.

$$r_i = r_\eta = 1.55cm \rightarrow \lambda_i = \frac{s}{r_i} \leq 300 \Rightarrow s \leq 300 \times 1.55 = 465cm$$

گام ۵- کنترل ضابطه خوردگی

$$s \leq \min(30cm, 24 * 0.8\text{cm}, 465cm) = 19.2\text{cm}$$

فاصله میان جوش‌های منقطع به ۱۵ سانتی‌متر محدود می‌گردد.

در اعضای کششی مرکب، بکار بردن ورق‌های پوششی مشبک در وجوه باز نیم‌رخ مرکب مجاز است. ضخامت ورق‌های پوششی مشبک نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصله بین خطوط جوش با قیدهایی باشد که آنها را به اجزای عضو متصل می‌کند. فاصله مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی ورق مشبک نباید از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند.

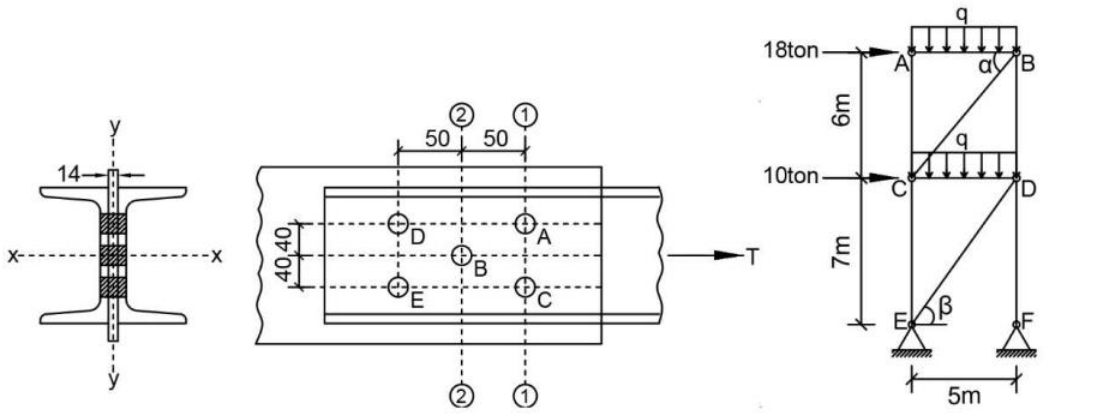
در اعضای کششی مرکب، به‌کاربردن بست‌های موازی در وجوه باز نیم‌رخ مرکب مجاز است. پهنای بست‌های موازی در امتداد طولی عضو بایستی حداقل به‌اندازه $\frac{2}{3}$ فاصله بین خطوط جوش یا قیدهایی باشد که آنها را به اجزای عضو متصل می‌کند. ضخامت بست‌های موازی نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصله مذکور باشد.

مثال ۲-۱۱ (تکرار)

مهاربندی با مقطع دوبل ناودانی و دارای سه پیچ اتصال $M22$ مطابق شکل زیر مد نظر می‌باشد. بارهای نشان داده شده به صورت ضریب دار هستند. مطلوبست:

الف) طرح عضو مهار بندی DE از دوبل ناودانی.

ب) کنترل صلبیت و تعیین تعداد لقمه لازم در صورت نیاز.



الف ـ قاب و مهاربند موردنظر مثال ب ـ مقطع عضو ED و نحوه اتصال آن (ابعاد بر حسب میلی‌متر)

شکل ۲۱ـ۲ قاب و مقطع مهاربند موردنظر

حل الف)

گام ۱- تحلیل نیروها

بر اساس تحلیل، نیروی مهاربند ED تعیین و سپس سطح مقطع مورد نیاز محاسبه می‌گردد:

$$\beta = tan^{-1}\left(\frac{7}{5}\right) = 54.46^\circ$$

$$F_{ED}cos\,\beta = 28 \Rightarrow F_{ED} = \frac{28}{cos\,54.46^\circ} = 48.17ton$$

$$P_u = F_{ED} = 48.17ton$$

$$P_u \leq 0.9 f_y A_g \Rightarrow 48.17ton \leq 0.9 * 2.16 * A_g \rightarrow A_g \geq 22.30cm^2$$

گام ۲- حدس مقطع اولیه

باتوجه‌به مساحت به‌دست‌آمده ناودانی $UNP10$ انتخاب می‌شود که کنترل‌های بعدی آن جواب نمی‌دهد لذا ناودانی $UNP14$ برای کنترل مسیرهای مایل مورد بررسی قرار می‌گیرد که مشخصات فنی آن از جدول اشتال به شرح زیر است:

$$UNP14: A = 20.4cm^2, t_w = 0.7cm, r_x = 5.45cm., r_y = 1.75cm, e = 1.75cm$$

گام ۳- تعیین مسیر بحرانی شکست

مسیر شکست $1AC1$:

$$A_n^{1AC1} = 2[A_i - 2Dt] = 2[20.4 - 2 \times (2.2 + 0.2 + 0.2) \times 0.7] = 33.52cm^2$$

مسیر شکست $1ABC1$:

$$A_n^{1ABC1} = 2\left[A_i - 3Dt + 2\frac{S^2}{4g}t\right] = 2\left[20.4 - 3 \times 2.6 \times 0.7 + 2\left(\frac{5^2}{4\times4} \times 0.7\right)\right] = 34.26cm^2$$

از آنجایی که تماس دو ناودانی از یک بال می‌باشد، باید طبق جدول ۱ـ۲ از رابطه $U = 1 - \frac{\bar{x}}{\bar{L}}$ برای محاسبه A_e استفاده شود. $\bar{x}$ خروج از مرکزیت اتصال می‌باشد که این فاصله برای ناودانی ها از بر مقطع در محل اتصال تا موقعیت تار خنثی مقطع می‌باشد. L طول اتصال می‌باشد که برای اتصالات پیچی برابر با بیشترین فاصله پیچ ها در یک ردیف می‌باشد.

$\bar{x} = 1.75cm\ ;\ \bar{L} = 5.0 \times 2 = 10cm$

$U = 1 - \frac{\bar{x}}{\bar{L}} = 1 - \frac{1.75}{10} = 0.825$

$A_{n,min} = A_n^{1AC1} = 33.52cm^2 \rightarrow A_e = UA_n = 0.825 \times 33.52 = 27.65cm^2$

گام ۴- کنترل گسیختگی ناودانی

$F_{ED} \leq 0.75 f_u A_e$

$F_{ED} = 48.17ton \leq 0.75 \times 3.7 \times 27.65 = 76.74ton$ O. K.

حل ب)

گام ۵- کنترل صلبیت مقطع

$L = \sqrt{700^2 + 500^2} = 860cm$

$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \leq 300 \rightarrow r_{min} \geq \frac{860}{300} = 2.87cm$

شعاع ژیراسیون در مثال قبل محاسبه شده است.

$r_x = r_{x_0} = 5.45cm$

$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y0}}{2A_0} + \frac{2A_0(e+0.7)^2}{2A_0}} = \sqrt{{r_{y\circ}}^2 + (e+0.7)^2} = \sqrt{1.75^2 + (1.75+0.7)^2} = 3.01cm$

یادآوری می‌شود که رابطهٔ محاسبه مستقیم r_y در مثالهای فصل قبل نیز استفاده شده است.

$r_{min} = r_y = 3.01cm > 2.87cm$

گام ۶- حداکثر فواصل لقمه

$r_i = r_{y0} = 1.75cm$

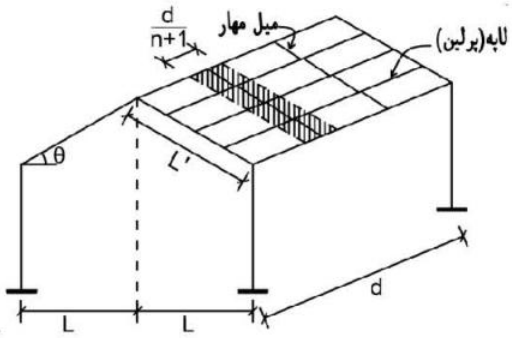
$\lambda_i = \frac{s}{r_i} \leq 300 \rightarrow s \leq\ 300 \times 1.75 = 525cm$

بنابراین یک لقمه در وسط طول مهاربند قرار داده می‌شود.

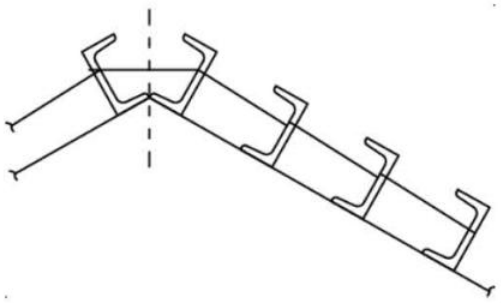
توجه: فاصله بین نبشی‌ها بدون وجود ورق در محاسبه مشخصات مقطع مانند r و I وارد می‌شود و سطح ورق بین، منظور نمی‌شود. زیرا این ورق در تمام طول مهاربند قرار ندارد.

۲-۹ طراحی میل‌مهار لاپه در ساختمان‌های صنعتی (مطالعه آزاد)

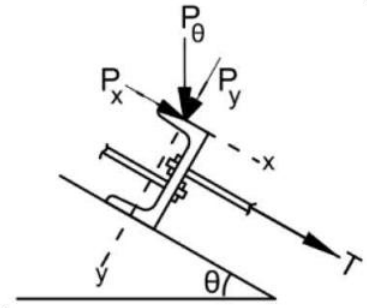
یکی از متداول‌ترین و ساده‌ترین قطعات کششی، میلگردهای فولادی است، ازآنجاکه این‌چنین قطعاتی بارهای محوری اندکی را تحمل می‌کنند لذا سطح مقطع قابل‌ملاحظه‌ای برای آنها محاسبه نمی‌گردد. یکی از موارد استفاده میلگردها، در مهاربندی لاپه‌های ساختمان‌های صنعتی است که دو وظیفه مهم را به عهده دارند. اولاً نیروی رانش موازی سطح شیب‌دار سقف (مؤلفه P_x) را تحمل کرده، ثانیاً به عنوان تکیه‌گاه جانبی برای لاپه‌ها، تنش ناشی از خمش حول محور ضعیف لاپه‌ها را کاهش می‌دهند. در شکل ۲ـ۲۱ چگونگی قرارگیری میل مهار در سقف‌های سبک در سازه‌های صنعتی و نیروهای وارد بر آن، نشان داده‌شده‌است.



الف ـ موقعیت میل مهار در سقف‌های سبک سازه‌های صنعتی



ب ـ نمایش میل مهار و لاپه



ج ـ نیروهای وارد بر لاپه و میل مهار

شکل ۲۲ـ۲ میل‌مهار لاپه در سقف ساختمان‌های صنعتی

همان‌طورکه در شکل ۲ـ۲۱ مشاهده می‌شود، نیروی P_x، باعث ایجاد خمش حول محور ضعیف ناودانی می‌شود که لاپه در مقابل آن مقاومت چندانی ندارد (خمش حول محور ضعیف) و میل مهار این نیرو را تحمل می‌کند. نیروی P_y نیز موجب خمش حول محور قوی لاپه می‌گردد که توسط خود لاپه تحمل می‌شود (خمش حول محور قوی).

بارهای وارده بر این سقف‌ها وزن پوشش و بار برف است. شدت بار برف وارده بر روی سطح افقی، توسط آیین‌نامه‌های بارگذاری (متناسب با محل و منطقه) داده می‌شود. به طور مثال مبحث ششم مقررات ملی، شدت بار برف در سطح افقی را در شهرهای مختلف

ارائه می‌نماید. بدیهی است نیروی حاصل از برف (در یک سطح مایل) از حاصل‌ضرب شدت بار برف در تصویر افقی (آن سطح مایل) حاصل می‌گردد. یعنی:

نیروی بار برف = شدت بار برف ×تصویر افقی سطح ۲ـ ۱۳

شدت بار مرده، حاصل از پوشش سقف بر روی سطح واقعی (متناسب با مصالح مصرفی در پوشش) قابل محاسبه می‌باشد. بدیهی است نیروی حاصل از بار مرده (در یک سطح مایل) از حاصل‌ضرب شدت بار مرده در سطح مایل مذکور، حاصل می‌گردد. یعنی

نیروی بار مرده = شدت بار مرده × سطح موردنظر ۲ـ ۱۴

لازم به ذکر است بین سطح مایل و سطح تصویر افقی، رابطه مثلثاتی زیر وجود دارد:

$$\text{تصویر سطح افقی} = \text{تصویر سطح مایل} \times \cos\theta \qquad ۲ـ ۱۵$$

بنابراین برای تعیین برآیند بار وارده، ابتدا حاصل‌ضرب شدت بار برف در تصویر افقی سطح (به‌عنوان بار برف) محاسبه می‌گردد. سپس حاصل‌ضرب شدت بار مرده در سطح مایل موردنظر (به‌عنوان بار مرده) محاسبه می‌گردد. دو بار محاسبه شده، در انتها با یکدیگر جمع می‌شوند.

در روابط زیر برآیند بار مرده و بار برف بیان گردیده است.

$$P_1 = q_1\left(L'\frac{d}{n+1}\right) \qquad ۲ـ ۱۶$$

$$P_2 = q_2\left(L\frac{d}{n+1}\right) \qquad ۲ـ ۱۷$$

$$P = P_1 + P_2 \qquad ۲ـ ۱۸$$

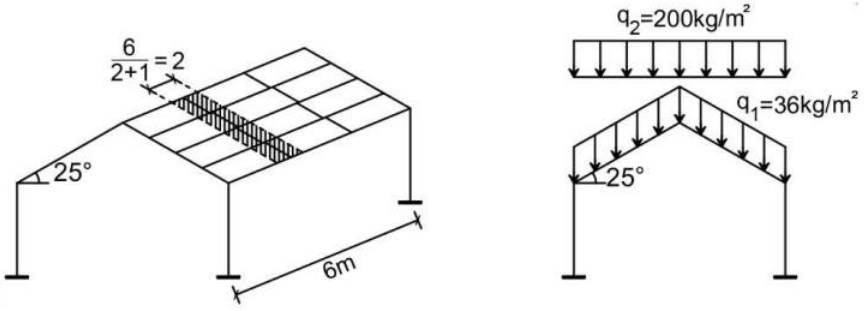
q_1	شدت بار مرده حاصل از پوشش سقف (مؤثر در سطح مایل)		
q_2	شدت بار برف (مؤثر در تصویر افقی سطح)		
P_1	برایند بار مرده حاصل از پوشش سقف	P_2	برایند بار برف
P	جمع بار حاصل از بار مرده و بار برف	n	تعداد ردیف میل‌مهار در فاصله دو قاب
d	فواصل خرپاهای اصلی	$2L$	دهانه پوشش
$\frac{d}{n+1}$	عرض بارگیر هر میلگرد	θ	زاویه شیب سقف

با داشتن نیروی P، نیروی وارد بر میل مهار طبق رابطه $T_u = P_x = P\sin\theta$ تعیین می‌شود. با داشتن نیرو و مقاومت طراحی کششی، می‌توان مساحت میلگرد و قطر آن را مطابق $T_u \le \phi(0.75f_u)A \Rightarrow A \ge \frac{T_u}{\phi(0.75f_u)}$ یافت که در آن $\phi = 0.75$ است. به جهت مسائل اجرایی و امکان رزوه در میل‌مهار، حداقل قطر میل‌مهار لاپه $\phi 10$ انتخاب می‌شود.

توجه شود که نیروی محاسبه شده در فوق، مربوط به بالاترین ردیف میل مهار سقف می‌باشد، چنانچه نیروی میل‌مهارهای پایین‌تر موردنظر باشد، باید از سطح بارگیر مربوط به خود استفاده نمود.

مثال ۲-۱۲

محاسبه میل‌مهار لاپه ساختمان صنعتی موردنظر است به طوری‌که دهانه لاپه‌ها ۶ متر است و میل‌مهارها در نقاط $\frac{1}{3}$ دهانه واقع شده‌اند. طول یک سمت شیب دار سقف 7.5m و زاویه شیب سقف 25° و بار برف $200\frac{kg}{m^2}$ مؤثر در سطح افقی و وزن پوشش سقف و لاپه مجموعاً $36\frac{kg}{m^2}$ مؤثر در سطح مایل در نظر گرفته شده است.



شکل ۲۳ـ۲ سقف یک ساختمان صنعتی و بارهای وارده بر آن

حل:

ابتدا بار مرده، مؤثر در سطح مایل محاسبه می‌گردد:

$$q_1 = 36\frac{kg}{m^2} = 0.036\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$
$$P_1 = q_1\left(L'\frac{d}{n+1}\right) = 0.036 \times (7.5 \times 2) = 0.54ton$$

سپس بار برف، مؤثر در سطح افقی محاسبه می‌گردد:

$$q_2 = 200\frac{kg}{m^2} = 0.2\frac{ton}{m^2}$$
$$P_2 = q_2\left(L\frac{d}{n+1}\right) = 0.2 \times (7.5 \times cos\,25^\circ \times 2) = 2.72ton$$

حال برآیند بار مرده و بار برف محاسبه می‌گردد:

$$P = P_1 + P_2 = 0.54 + 2.72 = 3.26ton$$

نیروی وارد بر میل مهار باتوجه‌به نیروی P محاسبه می‌گردد:

$$T_u = Psin\theta = 3.26 \times sin\,25^\circ = 1.38ton$$

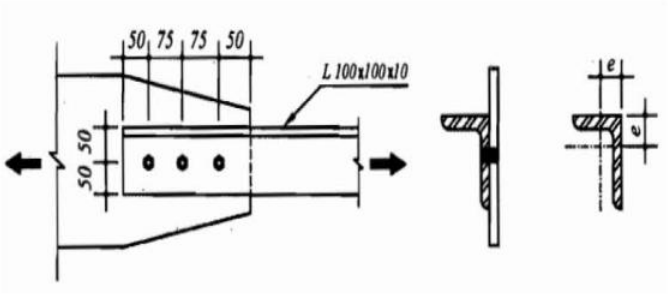
سطح مقطع مورد نیاز میل مهار با داشتن نیروی میل مهار و تنش مجاز، محاسبه می‌گردد و سپس شماره میل مهار باتوجه‌به سطح مقطع، تعیین می‌شود:

$$T_u \le \phi(0.75f_u)A$$
$$T_u = 1.38 \le 0.75(0.75 \times 3.7)A \Rightarrow A \ge 0.67cm^2$$
$$A = \frac{\pi D^2}{4} \ge 0.67 \Rightarrow D \ge 0.92cm \rightarrow D = 10mm$$

بنابراین از میل مهار $\Phi 10$ استفاده می‌گردد.

۲-۱۰ تست‌های فصل دوم

۱) در محل اتصال نبشی L100*100*10 سه سوراخ با قطر اسمی ۱۸ میلی‌متر در یک بال و در راستای نیرو با جزئیات شکل زیر اجرا شده است. مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال پیچی بر حس میلی‌متر مربع به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (محاسبات، بهمن ۹۴)



الف) ۱۰۳۰ ب) ۱۱۵۰ ج) ۱۳۹۵ د) ۱۶۴۰

$$A_n = A_g - (18+2)\times 10 = 1920 - 200 = 1720\ mm^2$$

در صورت استفاده از ردیف ۲ جدول:

$$U = 1 - \frac{28.2}{75+75} = 0.812$$

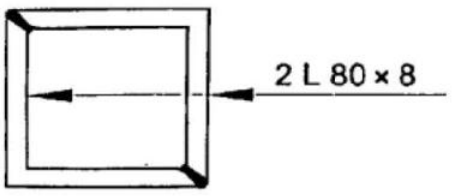
در صورت استفاده از ردیف ۸ جدول:

$$U = 0.6$$

مقدار دقیق مساحت موثر برابر است با:

$$A_e = UA_n = 0.812 \times 1720 = 1396\ mm^2$$

۲) حداکثر طول آزاد قابل قبول عضو کششی با مقطع شکل زیر بر حسب متر به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات، اسفند ۹۵)



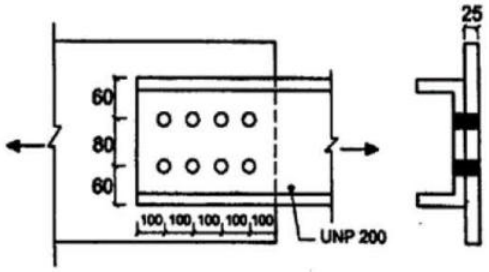
الف)۵٫۹۵ ب) ۷٫۲۵ ج) ۸٫۹۵ د) ۴٫۸۵

$$\frac{L}{r} < 300 \quad \rightarrow \quad \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} < 300 \quad \rightarrow \quad L < 300\sqrt{\frac{\left(\frac{80^4}{12} - \frac{64^4}{12}\right)}{80^2 - 64^2}} = 300\sqrt{\frac{2015232}{2304}} = 8872\ mm$$

۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی، $(L/r)_{max}$، نباید از ۳۰۰ تجاوز نماید. برای قلاب‌ها و میله مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، به طوری که پس از ایجاد کشش اولیه عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری ضروری نیست.

۳) در عضو کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ استاندارد برای آنکه بتوان از حضور سوراخ در عضو کششی صرف‌نظر نمود، به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید فاصله از لبه و فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها رعایت شده‌اند و فقط کنترل حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی عضو ناودانی مدنظر است. همچنین فرض کنید. در شکل ابعاد به میلی‌متر است. (محاسبات بهمن ۹۷)



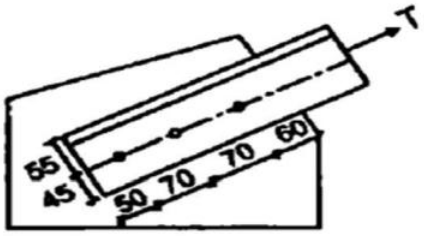
Fy = 240 MPa
Fu = 372 MPa
E = 2*10^5 Mpa

الف) ۲۴ میلی‌متر ب) ۳۳ میلی‌متر ج) ۲۷ میلی‌متر د) ۳۰ میلی‌متر

$$\varphi A_g F_y > \varphi A_e F_u \rightarrow 0.9 \times 3220 \times 240 > 0.75 \times U \times A_n \times 372$$
$$U = 1 - \frac{20.1}{300} = 0.933$$
$$\Big\} A_n > 2672\ mm^2$$

$$A_g - 2Dt < 2672\ mm^2 \rightarrow 3220 - 2D \times 8.5 < 2672 \rightarrow D_{\text{محاسباتی}} < 32.23\ mm$$
$$\rightarrow D_{\text{اسمی}} = D_{\text{محاسباتی}} - 2mm \rightarrow D_{\text{اسمی}} < 30.23\ mm$$

۴) در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است . عضو کششی از نبشی ۱۰×۱۰۰×۱۰۰ و سوراخ استاندارد و روش مته‌کاری مد نظر است. ضخامت ورق اتصال ۱۵ میلی‌متر است . مقاومت طراحی برش قالبی بر حسب کیلو نیوتن کدام است؟ فولاد مصرفی ST37 است. (آبان ۹۳)



الف) ۲۹۵ ب) ۴۰۰ ج) ۳۹۲ د) ۳۱۰

$$\varphi R_{n1} = 0.75\left(0.6 \times 370 \times (190 - 2.5 \times 24) \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{24}{2}\right) \times 10\right) = 308\ kN$$

$$\varphi R_{n2} = 0.75\left(0.6 \times 240 \times 190 \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{24}{2}\right) \times 10\right) = 297\ kN$$

جدول ۱۰-۲-۹-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M۱۶	۱۸	۲۰	۱۸×۲۲	۱۸×۴۰
M۲۰	۲۲	۲۴	۲۲×۲۶	۲۲×۵۰
M۲۲	۲۴	۲۸	۲۴×۳۰	۲۴×۵۵
M۲۴	۲۷	۳۰	۲۷×۳۲	۲۷×۶۰
M۲۷	۳۰	۳۵	۳۰×۳۷	۳۰×۶۷
M۳۰	۳۳	۳۸	۳۳×۴۰	۳۳×۷۵
≥M۳۶	$d_{۰۳}$	$d_{۰۸}$	$(d_{۰۳}) \times (d_{۰۱۰})$	$(d_{۰۳})\times۲/۵\ d$

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی

در اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی یا در ورق‌های اتصال انتهای خرپاها و مهاربندهای یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در مقطع مار بر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، (شکل‌های ۱۰-۲-۹-۱۰ و ۱۰-۲-۹-۱۱) مقاومت طراحی برش قالبی، ϕR_n از مجموع مقاومت برشی در روی سطح مار بر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$\phi = ۰/۷۵$ (۱۶-۹-۲-۱۰)

$$R_n = ۰/۶F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \le ۰/۶F_uA_{nv} + U_{bs}F_yA_{gt}$$

که در آن:

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش

A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش

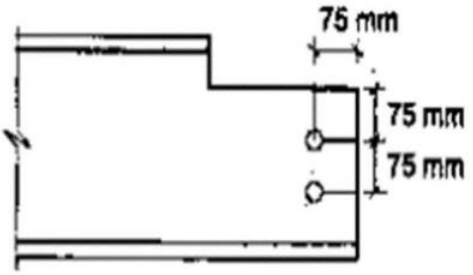
A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش

F_y = تنش تسلیم فولاد

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-ب).

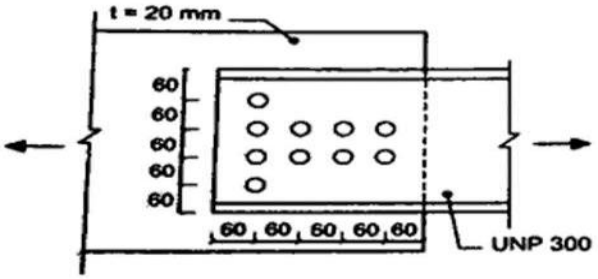
۵) مقاومت برشی قالبی طراحی بر حسب کیلو نیوتن در محل اتصال تیر مقابل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فولاد از نوع ST37 (Fy=240 MPa و Fu = 370 MPa) . قطر سوراخ 20 mm و ضخامت جان مقطع تیر نورد شده 7.5 mmاست. واحد ها در شکل به میلی متر است. (محاسبات خرداد ۹۳)



الف) ۳۸۰ ب) ۳۴۰ ج) ۲۸۵ د) ۲۵۰

$$\varphi R_{n1} = 0.75(0.6 \times 370 \times (150 - 30) \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 285\ kN$$
$$\varphi R_{n2} = 0.75(0.6 \times 240 \times 150 \times 7.5 + 1 \times 370 \times (75 - 10) \times 7.5) = 257\ kN$$

۶) در اتصال ناودانی تک UNP 300 به ورق اتصال ، سوراخ استاندارد بوده و برای عبور پیچ های از نوع M20 پیش بینی شده‌اند. مقدار مقاومت کششی طراحی عضو با مقطع ناودانی با واحد کیلونیوتن، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فقط حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی را در نظر بگیرید) ابعاد در شکل به میلی متر است (Fu=370 MPa و Fy = 240 MPa) (محاسبات اردیبهشت ۹۷)



الف) ۱۵۰۰ ب) ۱۱۶۰ ج) ۱۲۷۰ د) ۱۳۹۰

کنترل تسلیم:

$$T_u \le 0.9F_y \times A_g \quad \rightarrow \quad T_u \le 0.9 \times 240 \times 5880^{mm^2} = 1270\ kN$$

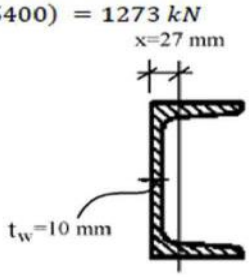
کنترل گسیختگی:

ضریب U برابر است با:

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{27}{180} = 0.85$$

مقدار An برابر است با:

$$A_n = A_g - 2Dt = 5880 - 2 \times 24 \times 10 = 5400\ mm^2$$
$$T_u \le 0.75F_u \times A_e = 0.75F_u \times (UA_n) = 0.75 \times 370 \times (0.85 \times 5400) = 1273\ kN$$



www.hosseinzadeh

۲-۱۱ مسائل فصل دوم

توجه:

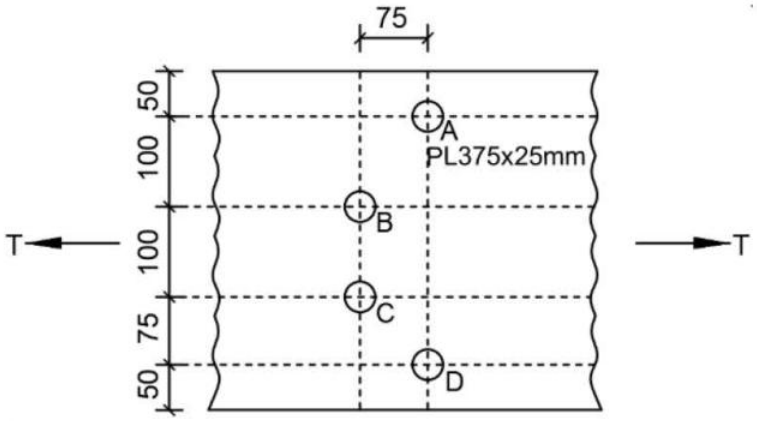
ـ فولاد مصرفی پروفیل‌ها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۲-۱

ظرفیت نهایی کششی ورق سوراخ‌دار شکل زیر را تعیین کنید. قطر سوراخ‌ها 22mm است (ابعاد بر حسب میلی‌متر).



تمرین ۲-۲

زوج ناودانی سوراخ‌دار مطابق شکل زیر توسط ورق اتصال به سازه متصل است. پیچ‌ها M20 و طول عضو L است. اندازه d باتوجه‌به جدول اشتال مقاطع UNP تعیین می‌شود.

$$L = (\kappa)m, d = roundup(\kappa)(cm), L_1 = 5cm, L_2 = \frac{\kappa}{5} + 3(cm), L_3 = L_2 - 1cm$$

ضخامت ورق اتصال کافی بوده و بررسی آن موردنظر نمی‌باشد. مطلوب است:

الف) سطح مقطع خالص مؤثر عضو کششی

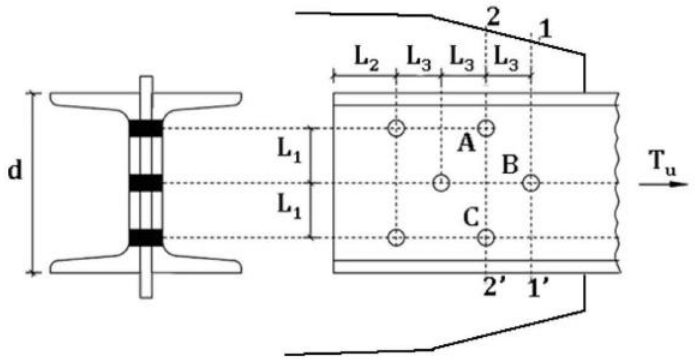
ب) ظرفیت طراحی مقطع بر اساس گسیختگی ($\phi f_u A_e$). مسیرهای 1B1' و 2ABC2' کنترل شوند

ج) ظرفیت طراحی مقطع بر اساس تسلیم ($\phi f_y A_g$)

د) ظرفیت کششی مقطع ($T_u \leq ? ton$)

ه) کنترل صلبیت مقطع عضو کششی.

و) حداقل فاصله موردنیاز برای لقمه‌ها.

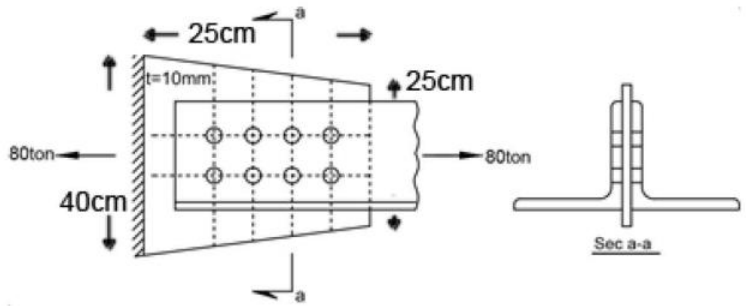


تمرین ۲-۳

در اتصال شکل زیر، پیچ‌ها M20 و طول عضو 4.5m است. فواصل پیچ‌ها 75mm و فاصله انتهایی سوراخ‌ها تا لبه 40mm است و مقدار بار کششی ضریب دار 80ton در نظر گرفته شده است.

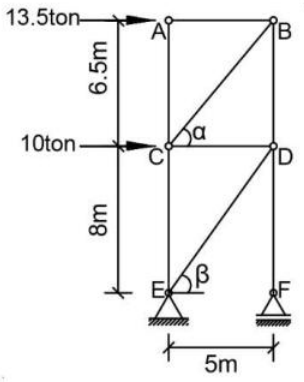
الف ـ شماره نیم‌رخ نبشی بال مساوی را تعیین کنید.

ب ـ ورق اتصال را کنترل کنید.



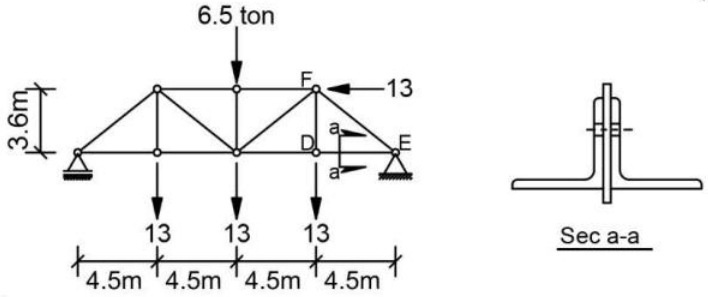
تمرین ۲-۴

مهاربند یک ساختمان فولادی تحت اثر نیروی ضریب دار باد در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. مطلوب است طرح اعضای مهاربند هریک از طبقات از دوبل نبشی با اتصال جوشی و تعیین تعداد لقمه اتصال در صورت لزوم. فاصله بین نبشی‌ها 10mm است (U=0.87).



تمرین ۲-۵

در خرپای نشان‌داده‌شده، عضو DE متشکل از 2L10 است. اتصال عضو توسط یک خط پیچ با تعداد ۳ عدد و به قطر 22mm برقرار شده و فاصله پیچ‌ها از یکدیگر 65mm است. آیا عضو DE جوابگوی نیروهای وارده می‌باشد؟



تمرین ۲-۶

هرگاه مهاربند یک سازه فلزی از زوج ناودانی 2UNP16 از نوع ST37 که توسط پیچ‌های M22 به ورق اتصال به ضخامت 14mm متصل باشد، مطلوبست:

الف) حداکثر ظرفیت باربری زوج ناودانی فوق با شرط آنکه S_2 به قدرکافی بزرگ باشد (مسیر مایل بحرانی نباشد).

ب) حداکثر ظرفیت باربری صفحه اتصال با شرط آنکه S_1 به قدرکافی بزرگ باشد (مسیر مایل بحرانی نباشد).

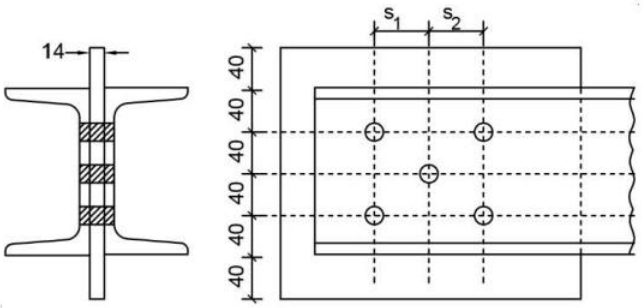
ج) تعیین نیروی مجاز وارد بر مهاربند.

د) تعیین حداقل فاصله S_1 و S_2 به نحوی‌که ظرفیت اتصال کاهش نیابد.

ه) این مهاربند حداکثر در چه طولی بکار برده می‌شود؟

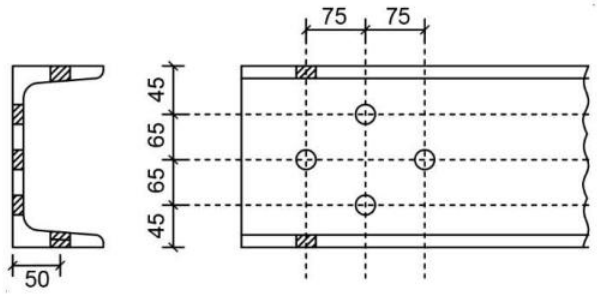
و) اگر طول مهاربند 9m باشد تعداد لقمه اتصال لازم را تعیین کنید.

راهنمایی: در حل مسئله برای تعیین L (در رابطه $\frac{\bar{x}}{L}$) مقدار L را ۱۰ سانتی‌متر فرض کنید.



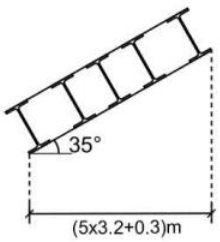
تمرین ۲-۷

مطلوب است محاسبه بار حداکثر کششی که می‌توان بر ناودانی سوراخ‌دار زیر وارد نمود. قطر سوراخ‌ها 22mm است.



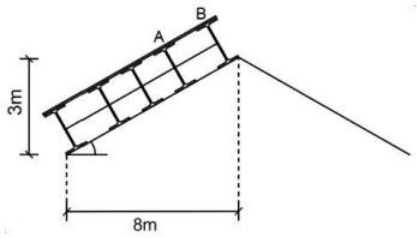
تمرین ۲-۸

میل‌مهار لازم را برای لاپه های شیروانی شکل زیر محاسبه کنید، دهانه لاپه‌ها 6.5m و فواصل افقی آنها از یکدیگر 3.2m است و از سه ردیف میل‌مهار استفاده شده است. بار مرده پوشش سقف $14.5\frac{kg}{m^2}$ و بار زنده به صورت افقی $24.5\frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است. برای میل مهار $f_u = 5.2\frac{ton}{m^2}$ فرض شود.



تمرین ۲-۹

در سازه شکل زیر فواصل قابها از یکدیگر 6m و فاصله میل‌مهارها از یکدیگر 2m است. اگر وزن مرده سازه $80\frac{kg}{m^2}$ بروی سطح شیب دار و بار برف $200\frac{kg}{m^2}$ بروی تصویر افقی بام باشد، قطر لازم برای میل‌مهار AB را بدست آورید. برای میل مهار $f_u = 5.2\frac{ton}{m^2}$ فرض شود.



طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۳

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۳

طراحی قطعات فشاری

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۳ـ۱	پیشگفتار	۲
۳ـ۲	پدیده کمانش در اعضای فشاری	۲
۳ـ۳	کمانش خمشی غیرارتجاعی	۶
۳ـ۴	مقاومت فشاری طرح	۷
۳ـ۵	تعیین ضریب لاغری ستون (K) یا ضریب طول مؤثر قطعه فشاری	۹
۳ـ۶	مراحل گام‌به‌گام طراحی اعضای فشاری	۲۰
۳ـ۷	نکات مهم در طراحی اعضای فشاری	۲۱
۳ـ۸	کنترل کمانش موضعی	۳۲
۳ـ۹	طراحی ستون‌های (مرکبِ) مشبک	۳۵
۳ـ۱۰	تست‌های فصل سوم	۵۳
۳ـ۱۱	مسائل فصل سوم	۶۴

۳-۱ پیشگفتار

در این فصل قطعاتی که تحت اثر نیروی فشار محوری هستند، مورد بررسی قرار خواهند گرفت. ستون‌ها جزء متداول‌ترین اعضای فشاری هستند که در ساختمان‌ها مورداستفاده قرار می‌گیرند. این نوع قطعات به‌ندرت فقط تحمل نیروی فشاری می‌کنند ولی هرگاه بارهای وارده از طریق تیرها به ستون وضعیت متقارن داشته و یا اینکه بتوان از دوران انتهای قطعه صرف‌نظر کرد به‌نحوی‌که لنگر انتهایی ستون نسبت به نیروی فشاری بسیار اندک باشد، می‌توان این قطعه را ستون با نیروی محوری تنها طراحی کرد.

اغلب اعضای یک سازه فولادی، علاوه بر نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگر خمشی را نیز تحمل می‌کنند. این اعضا تیرستون نامیده می‌شوند و ضوابط طراحی آنها در فصل هفتم ارائه شده است ولی درهرحال لازمه طراحی تیرستون مطالعه و بررسی دقیق اعضایی است که فقط تحت تأثیر نیروی محوری قرار دارند.

۳-۲ پدیده کمانش در اعضای فشاری

در اعضای لاغر و باریک که تحت تأثیر نیروی فشاری هستند ممکن است قبل از اینکه تنش‌ها در مقطع به تنش تسلیم F_y برسند، انهدام رخ دهد که در این حالت گفته می‌شود که عضو ناپایدار گشته یا کمانش کرده است. در این اعضا به جای اینکه عضو در اثر فشار مستقیم خراب شود، معمولاً خمیده شده و تغییرشکل جانبی می‌دهد و افزایش بار محوری موجب افزایش تغییر شکل جانبی شده و نهایتا ستون خراب می‌شود. چون موضوع کمانش به‌عنوان بحثی در پایداری مطرح است برای بهتر روشن شدن موضوع به مثال زیر توجه کنید.

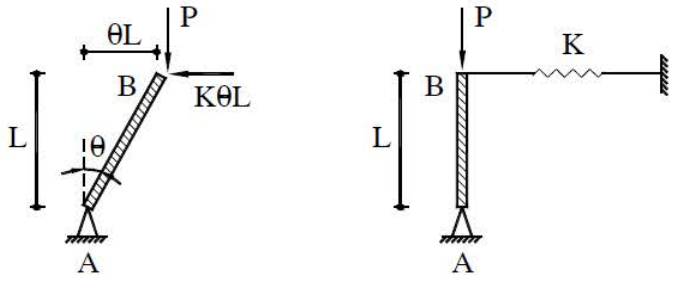
گلوله‌ای در سه وضعیت مختلف در شکل ۳ـ ۱ نشان‌داده‌شده است. هنگامی که گلوله در داخل سطح مقعر قرار دارد، اگر قدری آن را از حالت تعادل خارج کنیم تمایل به بازگشت به حالت اولیه خود را دارد و پس از چند نوسان در نقطه اولیه خواهد ایستاد که این وضعیت را اصطلاحاً تعادل پایدار گویند. در حالتی که گلوله روی سطح محدب قرار گیرد با قدری تغییر وضعیت، گلوله تمایل به بازگشت به حالت اولیه خود را ندارد و از نقطه تعادل اولیه فاصله می‌گیرد که به این حالت تعادل ناپایدار گفته می‌شود. در حالتی که گلوله روی یک سطح صاف و بدون اصطکاک قرار گیرد، یک وضعیت بینابین دارد که نه تمایل به بازگشت به نقطه اولیه را دارد و نه دور شدن و ناپایدار شدن که اصطلاحاً به این حالت تعادل خنثی گفته می‌شود.



شکل ۱ـ۳ گلوله در تعادل ناپایدار، پایدار و خنثی

برای درک بهتر این مطلب یک ستون صلب تحت اثر بار محوری مطابق شکل ۳ـ۲ـ الف را در نظر بگیرید که در انتهای خود در نقطه A توسط یک مفصل کامل و در سر دیگر توسط یک فنر با سختی K نگهداری شده و بار محوری P بر آن وارد می‌شود. چنانچه مطابق شکل ۳ـ۲ـ ب ستون را به اندازه زاویه کوچک θ از حالت تعادل خارج کنیم، نیروی فشاری در فنر معادل $K\theta L$ خواهد بود. در این حالت لنگر محرک $P\theta L$ تمایل به واژگونی و ناپایدار کردن ستون دارد، در حالی که لنگر $K\theta L^2$ به‌عنوان لنگر مقاوم ستون را به حالت اولیه متمایل می‌کند و خواهیم داشت:

$$K\theta L^2 > P\theta L \quad \text{تعادل پایدار}$$
$$K\theta L^2 = P\theta L \quad \text{تعادل خنثی} \qquad ۳ـ۱$$
$$K\theta L^2 < P\theta L \quad \text{تعادل ناپایدار}$$



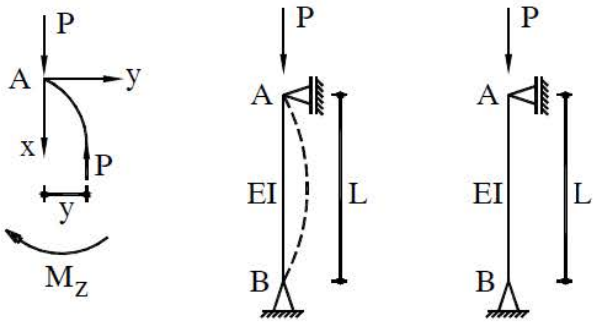
الف ـ ستون صلب تحت اثر بار محوری ب ـ ستون صلب که از حالت تعادل خارج شده

شکل ۲ـ۳ بررسی پایداری یک ستون صلب

هنگامی که بار P به مقدار KL می‌رسد در واقع گذر از مرحله پایداری به ناپایداری بوده و باری که از این حالت بدست می‌آید بار بحرانی می‌نامند و با P_{cr} نمایش می‌دهند.

۳-۲-۱ محاسبه بار بحرانی برای ستون دو سر مفصل

ستون باریکی با دو انتهای مفصلی و طول L و با صلبیت EI مطابق شکل ۳ـ۳ـالف که نیروی P به مرکز سطح مقطع آن وارد می‌شود و مصالح آن الاستیک خطی است در نظر می‌شود.



الف ـ ستون در حالت تعادل ب ـ ستون که از حالت تعادل خارج شده ج ـ نمودار آزاد ستون

شکل ۳ـ۳ ستون با دو تکیه‌گاه مفصلی

چنانچه بار P افزایش یابد به شرایط تعادل خنثی خواهیم رسید که درآن شکل ستون ممکن است به‌صورت خمیده درآید و مقدار بار متناظر با این حالت بار بحرانی یا P_{cr} نامیده می‌شود. برای تعیین بار بحرانی، ستون را از تعادل اولیه خارج کرده و مطابق شکل ۳ـ۳ـب انحنا درآن ایجاد می‌شود.

برای تعیین نیروهای مقاوم و محرک مطابق شکل ۳ـ۳ـج، با محاسبه لنگر حول نقطه A رابطه $M_Z - P.y = ۰$ بدست می‌آید. از مقاومت مصالح $M_Z = -EI\frac{d^2y}{dx^2}$ است، $\frac{P}{EI}$ مساوی β^2 فرض می‌شود و با جایگذاری آنها معادله دیفرانسیل $\frac{d^2y}{dx^2} + \beta^2 y = ۰$ حاصل می‌گردد که جواب عمومی آن به‌صورت $y = A\sin\beta x + B\cos\beta x$ است. A و B ضرایبی هستند که با اعمال شرایط مرزی تعیین می‌شوند. شرایط مرزی یک ستون دو سر مفصل عبارت است از $y(۰) = ۰$, $y(L) = ۰$ از شرایط $y(۰) = ۰$ مقدار B صفر خواهد بود و رابطه $A\sin\beta L = ۰$ به دست می‌آید. در این رابطه اگر $A = ۰$ باشد، تغییر شکل y برای هر مقدار βL برابر صفر شده و ستون مستقیم باقی می‌ماند. اگر $\beta L = ۰$ باشد باری بر قطعه وارد نمی‌شود و نهایتا اگر $\sin\beta L = ۰$ باشد، در این صورت $\beta L = n\pi$ خواهد بود که n می‌تواند هر عدد صحیحی باشد. باتوجه‌به $\beta^2 = \frac{P}{EI}$ و اینکه مقدار β از حل معادله تساوی نیروهای محرک و مقاوم حاصل شده است، بار P به بار بحرانی تبدیل خواهد شد و رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$(\frac{n\pi}{L})^2 = \frac{P}{EI} \qquad ۳ـ۲$$

بار بحرانی بدست آمده طبق رابطه فوق به بار اولر شناخته می‌شود. معادله منحنی تغییر شکل $y = A\sin\frac{n\pi x}{L}$ خواهد بود. کوچکترین بار ستون با $n = 1$ بدست می‌آید که شکل کمانش این حالت، یک نیم موج سینوسی است که به مود کمانشی آن مود اولیه و به بار کمانش آن بار بحرانی پایه گویند. بنابراین بار بحرانی کمانش اولر که معیاری برای پایداری در طراحی است، برای یک ستون دو سر مفصل مقدار $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ خواهد بود.

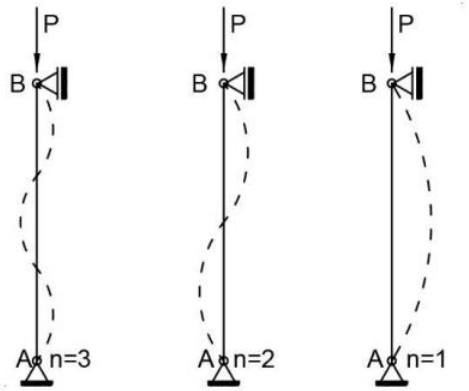
چنانچه شرایط تکیه‌گاهی ستون تغییر نماید، از طول مؤثر ستون L_e که به‌صورت $L_e = KL$ تعریف می‌شود، استفاده می‌گردد. K ضریب لاغری ستون است که نحوه محاسبه آن در بخش‌های بعدی ارائه شده است. بنابراین می‌توان بار بحرانی (P_e) یک ستون در مود اول را بطور کلی به‌صورت رابطه زیر بیان نمود. همچنین تنش بحرانی فشاری (f_e) برای ستون با سطح مقطع A_g، با استفاده از

رابطه $I = A_g r^2$ (I ممان اینرسی حول محور x و A_g سطح مقطع کل و r شعاع ژیراسیون حول محور x) به‌صورت زیر قابل محاسبه است.

$$P_e = \frac{n^2\pi^2 EI}{{L_e}^2} = \frac{n^2\pi^2 EI}{(KL)^2}$$
$$f_e = \frac{P_e}{A_g} = \frac{n^2\pi^2 EI}{{L_e}^2 A_g} = \frac{n^2\pi^2 E}{\left(\frac{Le}{r}\right)^2} = \frac{n^2\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{n^2\pi^2 E}{\lambda^2} \qquad ۳-۳$$

P_e	بار بحرانی ستون	f_e	تنش بحرانی ستون
K	ضریب لاغری ستون	L	طول ستون
L_e	طول مؤثر ستون	λ	لاغری ستون

در رابطه فوق λ لاغری ستون است که در دو جهت x و y به‌صورت $\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x}$ و $\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}$ تعیین می‌گردد. شکل کمانش برای حالتی که $n = 2$ و $n = 3$ باشد، در شکل زیر نشان‌داده‌شده است که در این حالتها ستون به ترتیب دارای دو انحناء و سه انحناء خواهد بود.



شکل ۴ـ۳ مدهای کمانشی ۱، ۲ و ۳

تعداد انحناء مود کمانشی، در ظرفیت فشاری ستون مؤثر است، مثلاً کمانش در مود دوم $n = 2$ ظرفیت فشاری ستون را ۴ برابر می‌کند (n^2). همانطور که در رابطه مشخص است، با افزایش طول ستون، ظرفیت فشاری آن کاهش می‌یابد. باید توجه داشت که کمانش ستون حول محوری اتفاق می‌افتد که r آن کمترین مقدار است. لذا در طراحی ستون از مقاطعی استفاده می‌شود که r_{min} آن بیشتر باشد، مثلاً برای انتخاب مقطع ستون از دو شکل دایره و لوله با مساحت یکسان، مقطع لوله مناسب‌تر است زیرا شعاع ژیراسیون حداقل آن بیشتر است.

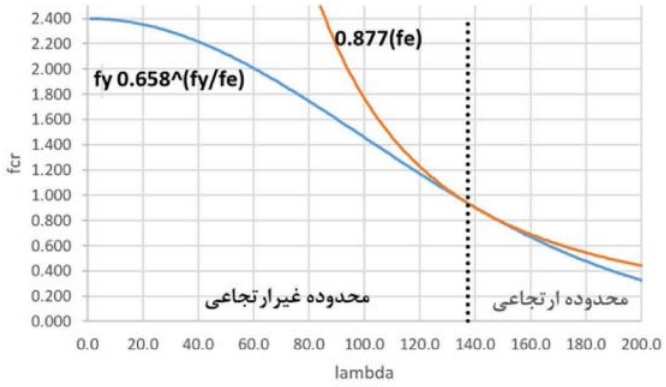
۳-۲-۲ کمانش خمشی ارتجاعی

در ستون‌های بلند که طول آنها نسبت به ابعاد مقطع عرضی زیاد است، قبل از آنکه تنش قطعه به حد نهایی خود برسد، تحت اثر کمانش منهدم می‌شوند. به‌عبارت‌دیگر مقاومت کمانشی هر ستون، با زیادشدن طول آن کاهش خواهد یافت. در طولی بیش از یک طول پایه، تنش کمانشی به زیر حد مقاومت مصالح نزول می‌کند و کمانش رخ می‌دهد که به آن کمانش ارتجاعی می‌گویند که در «محدوده

ارتجاعی» شکل زیر، قابل‌مشاهده است. باتوجه‌به تحقیقات گسترده‌ای که دراین‌خصوص صورت‌گرفته تئوری اولر فقط برای اعضای فشاری که لاغری زیادی دارند با واقعیت نزدیک می‌باشد، علت اصلی رفتار ارتجاعی ستون‌ها درکمانش خمشی می‌باشد.

مرز بین دو ناحیه کمانش ارتجاعی و غیر ارتجاعی توسط لاغری بحرانی (λ_{cr}) تعیین می‌شودکه مقدار آن مطابق رابطه زیر است.

$$\lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad ۳_۴$$

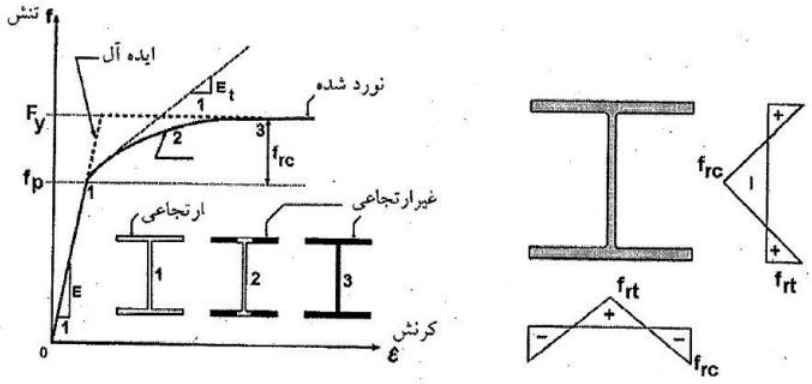


شکل ۵ـ۳ رابطه f_{cr} با نسبت لاغری λ برای اعضای فشاری بر اساس کمانش خمشی برای فولاد ST37

۳-۳ کمانش خمشی غیرارتجاعی

بررسی کمانش خمشی ارتجاعی توسط اولر، راهی مؤثر در بررسی رفتار اعضای فشاری بود، اما تحقیقات نشان داد که مقاومت کمانشی ستون‌های با طول معمولی و با لاغری متوسط، به‌مراتب کوچک‌تر از نتیجه به‌دست‌آمده با تئوری اولر می‌باشد و باتوجه‌به شکل فوق، رابطه اولر در «محدوده غیر ارتجاعی» صادق نیست.

یکی از دلایل عدم تطبیق به درنظرنگرفتن تنش‌های پسماند ناشی از نورد یا جوشکاری و همچنین درنظرنگرفتن تغییر شکل‌های غیرارتجاعی احتمالی در هنگام کمانش ستون‌ها مربوط می‌شود وجود تنش‌های پسماند عامل مهمی در مقاومت اعضای فشاری به شمار می‌رود. عامل اصلی به‌وجودآمدن این‌گونه تنش‌ها خنک شدن غیریکنواخت پس از نورد گرم می‌باشد. به‌عنوان‌مثال در پروفیل‌های I شکل نوک بال‌ها و وسط جان پس از نورد گرم سریع‌تر سرد می‌شوند و به‌صورت جامد در می‌آیند و دیگر تمایلی به منقبض شدن ندارند. درصورتی‌که محل اتصال بال‌ها و جان نیمرخ به انقباض خود ادامه می‌دهند و در نتیجه در نواحی زود سرد شده اولیه تنش فشاری و در نواحی که در مرحله دوم سرد و جامد می‌شوند، تنش کششی ایجاد می‌شودکه در شکل ۶ـ۳ نشان‌داده‌شده است.



ب) نمودار تنش و کرنش فولاد پروفیل‌های نورد شده

الف) توزیع تنش‌پس‌ماند در مقطع

شکل ۶ـ۳ اثر تنش های پسماند در نمودار تنش و کرنش فولاد نرمه

گاهی شدت این تنش های پسماند f_r تا پنجاه درصد تنش‌های تسلیم فولاد می رسد. وجود تنش‌های پسماند باعث می‌شود که حد خطی تنش f_p در نمودار تنش-کرنش فولاد نرمه کاهش یابد و به حدود نصف تنش تسلیم برسد و از نقطه حد خطی تا تسلیم فولاد، منحنی تنش کرنش به‌صورت غیرخطی امتداد پیدا کند. باتوجه‌به شکل ۶ـ۳ـب ازآنجاکه در هنگام کمانش در برخی ستون‌ها با لاغری متوسط و کم، نقاطی از مقطع ممکن است زودتر از کل مقطع جاری شوند، در نتیجه مقاومت کمانشی ستون‌ها باتوجه‌به کاهش شیب منحنی تنش ـ کرنش و کاهش مدول الاستیسیته E به شکل قابل توجهی نقصان می‌یابد که این مورد مهم در بررسی کمانش ارتجاعی ستون‌ها دیده نشده است. به بیان دیگر تئوری اولر برای ستون‌های کوتاه و چاق دارای خطای فاحشی می‌باشد.

امروزه باتوجه‌به تئوری اولر برای کمانش ارتجاعی در ستون‌های لاغر و فرضیه‌هایی مانند شانلی برای کمانش غیرارتجاعی می‌توان نمودار تنش بر حسب لاغری را با دقت بیشتری برای اعضای فشاری رسم نمود که آیین‌نامه‌ها به این مهم پرداخته‌اند.

۳-۴ مقاومت فشاری طرح

در روش LRFD مقاومت طرح اعضای فشاری مساوی $\phi_c P_n$ و در روش ASD برابر $\frac{p_n}{\Omega_c}$ می‌باشد که در آن $\phi_c = 0.9$ و $\Omega_c = 1.67$، ضریب تقلیل مقاومت و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که برای اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی محاسبه می‌گردند. در این اعضاء فرض بر آن است که مقطع I شکل با دو محور تقارن و بدون اجزای لاغر بوده و طول آزاد مهارنشده در برابر پیچش، کمتر از طول آزاد مهارنشده خمشی بوده و کمانش پیچشی حاکم نمی‌باشد[1].

[1] برای اطلاع از ضوابط طراحی سایر حالت‌ها به بند ۱۰ـ۲ـ۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مراجعه شود.

۳-۴-۱ مقاومت فشاری اسمی (P_n) و مقاومت طرح

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری که با رابطه $P_n = f_{cr}A_g$ تعریف می‌شود، برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن بر اساس کمانش خمشی با رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$P_u \le \phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g \qquad ۳ـ۵$$

همچنین در روش ASD توسط رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$P_u \le \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{f_{cr}A_g}{\Omega_c} \qquad ۳ـ۶$$

$\phi_c = 0.9$	ضریب کاهش مقاومت	P_u	نیروی محوری ضریبدار
f_{cr}	تنش ناشی از کمانش خمشی	P_n	مقاومت فشاری اسمی
A_g	سطح مقطع کلی عضو	$\Omega_c = 1.67$	ضریب کاهش مقاومت

در رابطه فوق f_{cr} تنش ناشی از کمانش خمشی است که محاسبه آن باتوجه‌به لاغری مقطع صورت می‌گیرد. مقادیر عددی f_{cr} برای دو نوع فولاد ST37 و ST52 در جدول ۴ـ۳ و جدول ۵ـ۳ انتهای فصل ارائه شده‌اند.

$$f_{cr} = \begin{cases} f_y * 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} & \leftarrow \lambda \le \lambda_{cr} \text{ کمانش غیرارتجاعی} \\ 0.877 f_e & \leftarrow \lambda \ge \lambda_{cr} \text{ کمانش ارتجاعی} \end{cases} \qquad ۳ـ۶$$

f_{cr}	تنش کمانش بحرانی	f_y	تنش تسلیم فولاد
f_e	تنش کمانش بحرانی اولر در حالت الاستیک که مقدار آن عبارت است از $f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$		
$\lambda = \frac{KL}{r}$	لاغری حداکثر عضو	λ_{cr}	لاغری بحرانی برابر $\lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
E	مدول الاستیسیته فولاد	K	ضریب طول مؤثر
L	طول مهارنشده	r	شعاع ژیراسیون مقطع عضو

باتوجه‌به اینکه رابطه کمانش ارتجاعی به مقدار f_y بستگی ندارد، لذا تغییر در نوع فولاد در بازه $\lambda > \lambda_{cr}$ منجر به تغییر در f_{cr} نمی‌شود (این مورد از مقایسه اعداد جدول ۴ـ۳ و جدول ۵ـ۳ نیز مشهود است). می‌توان نشان داد که اگر لاغری بحرانی $\lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ در رابطه تنش بحرانی جایگذاری شود، مقدار تنش بحرانی هر دو رابطه یکسان خواهد بود.

توجه: مطابق ضوابط آیین‌نامه، لاغری ستون‌ها به مقدار ۲۰۰ محدود شده است ($\lambda \le 200$).

مثال ۳-۱

مقدار لاغری بحرانی، تنش اولر و تنش بحرانی معادلِ لاغری بحرانی را برای فولاد ST37 محاسبه نمایید.

حل:

$$\lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.32$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 * 2040}{137.32^2} = 1.068\frac{ton}{cm^2} \cong 0.445 f_y$$

$$f_{cr} = f_y * 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} = 2.4 * 0.658^{\frac{2.4}{1.068}} = 0.937\frac{ton}{cm^2} \cong 0.39 f_y$$ (رابطه اول)

$$f_{cr} = 0.877 f_e = 0.877 * 1.068 = 0.937\frac{ton}{cm^2}$$ (رابطه دوم)

تمرین:

با مقایسه اعداد جدول ۴ـ۳ و جدول ۵ـ۳ بحث نمائید که چرا اعداد ردیف‌های انتهایی دو جدول مذکور یکسان است؟

۳-۵ تعیین ضریب لاغری ستون (K) یا ضریب طول مؤثر قطعه فشاری

تاکنون در بررسی بار بحرانی ستون‌ها فرض بر آن بوده است که دو سر ستون دارای وضعیت مفصلی باشد به‌نحوی‌که هیچ‌گونه لنگر مقاومی در دو سر آن وجود نداشته باشد. در این حالت اگر جابه‌جایی یک سر ستون نسبت به انتهای دیگر آن ممکن نباشد، طول مؤثر ستون KL با طول واقعی ستون برابر خواهد بود. به‌عبارت‌دیگر در چنین وضعیتی ضریب لاغری ستون یا ضریب طول مؤثر قطعه فشاری $K = 1.0$ است.

طول مؤثر در واقع فاصله بین نقاط عطف در منحنی کمانشی ستون است. این ضریب بر حسب درجه‌گیرداری دو سر ستون در دو وضعیت قابل تعیین است.

۳-۵-۱ ضریب طول مؤثر ستون (K) دارای شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل (تکیه‌گاه مفصلی یا گیردار)

در جدول ۱ـ۳ تعدادی ستون با شرایط مرزی مختلف همراه با ضرایب طول مؤثر (ضریب نسبت لاغری و یا ضریب لاغری) نشان‌داده‌شده است. همان طور که ملاحظه می‌شود ضریب طول مؤثر K علاوه بر قیود ابتدا و انتهای عضو به آزاد بودن یا مقید بودن ستون در مقابل حرکت جانبی بستگی دارد. در این جدول در حالات (a و b و d) که امکان جابه‌جایی جانبی دو سر ستون نسبت به هم وجود ندارد، ضریب طول مؤثر نظری در بازه $0.5 \leq K \leq 1$ قرار دارد. در حالات (c، e، f) که دو انتهای ستون در برابر حرکت جانبی نسبی مقید نشده‌اند، ضریب طول مؤثر در بازه $1 \leq K \leq \infty$ قرار دارد.

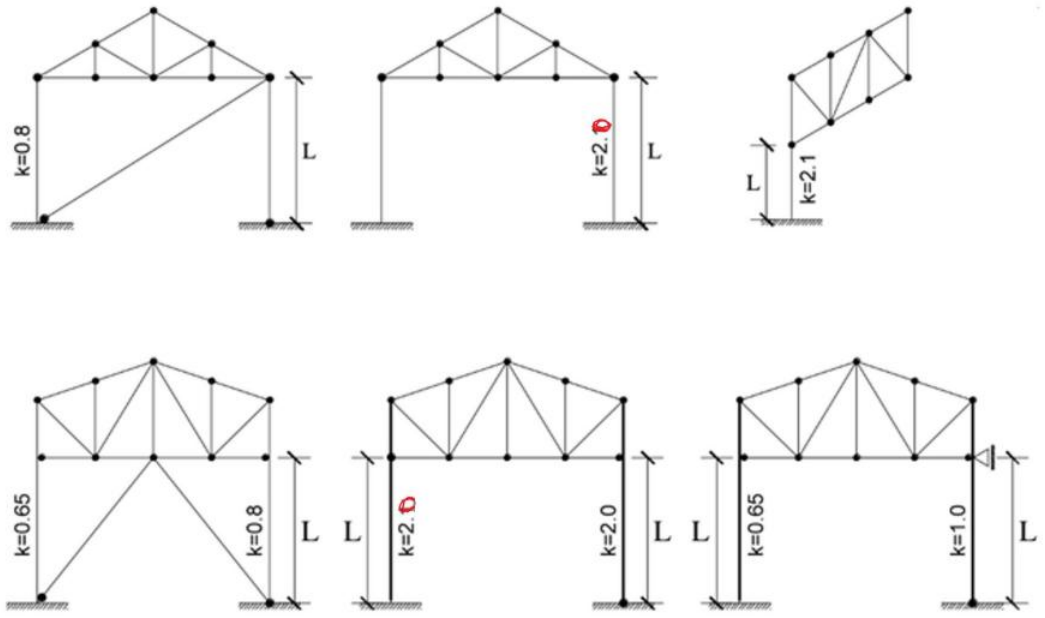
بار بحرانی ستون‌ها با شرایط تکیه‌گاهی مختلف را می‌توان باتوجه‌به مفهوم طول مؤثر به بار بحرانی ستون دو سر مفصل نسبت داد. بار بحرانی یک ستون با ضریب طول مؤثر رابطه عکس دارد و هرچه یک ستون ضریب طول مؤثر کمتری داشته باشد، بار بحرانی آن بیشتر بوده و ستون قوی‌تر است، به‌عنوان‌مثال ستون دوسرگیردار بدون جابه‌جایی بالاترین بار بحرانی را با ضریب طول مؤثر ۰/۵ دارد. بار بحرانی این ستون معادل با بار بحرانی یک ستون دو سر مفصل با طول مؤثر $\frac{L}{2}$ است.

جدول ۱ـ۳ ضریب طول مؤثر برای ستون‌ها با شرایط تکیه‌گاهی استاندارد

وضعیت ستون	بدون مهار جانبی $K \geq 1$			با مهار جانبی $K \leq 1$		
شکل کمانش یافته ستون و شرایط تکیه گاهی						
مقادیر تئوری K	۲/۰	۲/۰	۱/۰	۱/۰	۰/۷	۰/۵
K مقادیر طراحی آیین نامه	۲/۰	۲/۱	۱/۲	۱/۰	۰/۸	۰/۶۵
وضعیت تکیه‌گاهها	تکیه‌گاه مفصلی و گیردار با جابه‌جایی	تکیه‌گاه گیردار با جابه‌جایی انتهای آزاد	تکیه‌گاه گیردار با جابه‌جایی	تکیه‌گاه مفصلی بدون جابه‌جایی	تکیه‌گاه مفصلی و گیردار بدون جابه‌جایی	تکیه‌گاه گیردار بدون جابه‌جایی
 انتقال و دوران مقید	 انتقال مقید و دوران آزاد	 انتقال آزاد و دوران مقید	 انتقال و دوران آزاد			

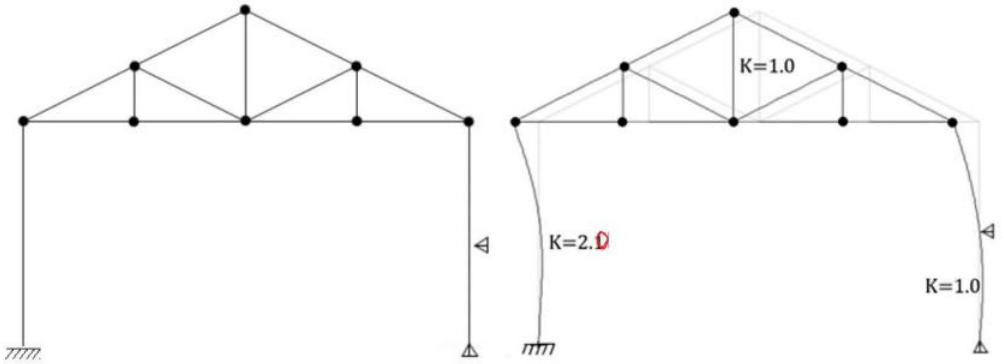
توجه: به دلیل عدم انطباق کامل شرایط اجرایی اتصال مفصلی و گیردار با فرضیات تئوری آنها، مقادیر تئوری (K) با مقادیر توصیه آیین‌نامه متفاوت است. لذا در محاسبات از مقادیر توصیه آیین‌نامه‌ای استفاده می‌شود.

نحوه استفاده از جدول ۱ـ۳ در شکل‌های زیر نشان‌داده‌شده است. در تعیین K در ستون‌های واقع در سازه‌های خاص (به جز قاب‌های صلب) می‌بایست از جدول فوق استفاده گردد. در این حالت سعی می‌شود ستون موردنظر به یکی از حالات جدول انطباق داده شده و برای آن ستون از جدول موردنظر انتخاب گردد. در حالتی که ستون در یک گره به‌صورت ممتد (ادامه‌دار) باشد، آن نقطه به‌صورت صلب در نظر گرفته می‌شود و چنانچه ستون در گره مذکور قطع شده باشد، تکیه گاه موردنظر، همان تکیه گاه گره خواهد بود.

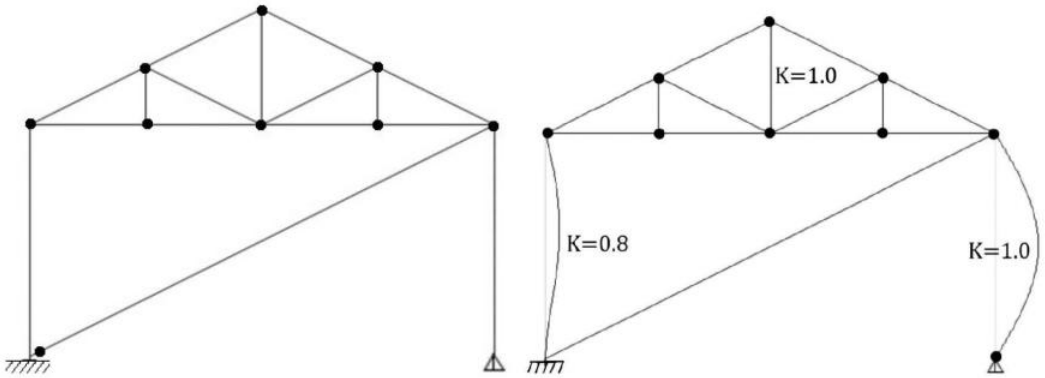


شکل ۷ ـ ۳ مثال‌هایی از تعیین ضریب طول مؤثر ستون

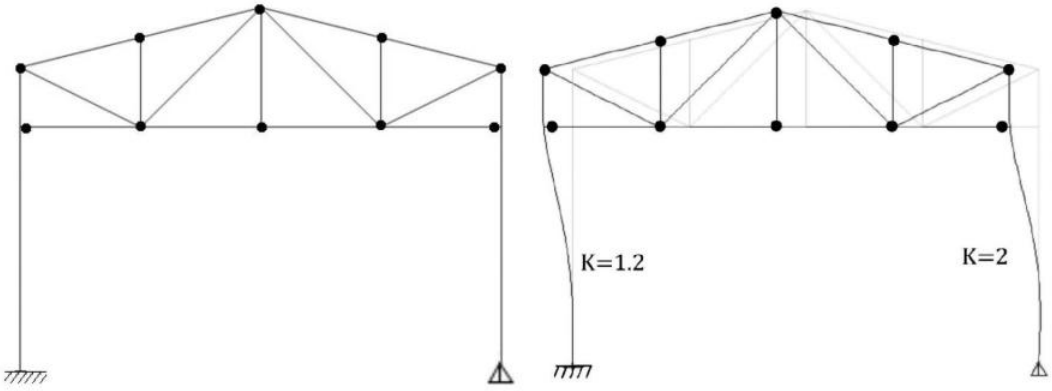
شمای تغییرشکل یافته برخی از سازه‌های مذکور، در شکل‌های زیر مشاهده می‌شود.



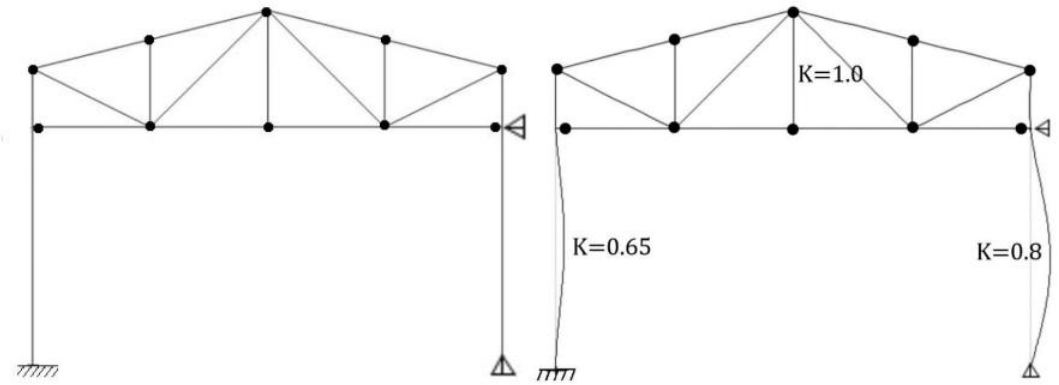
نمونه شماره یک



نمونه شماره دو



نمونه شماره سه

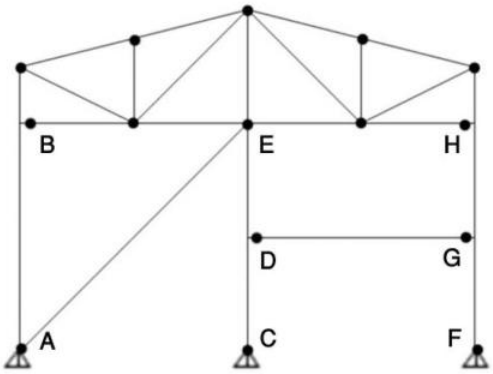


نمونه شماره چهار

شکل ۸ـ۳ مثال‌هایی از تعیین ضریب طول مؤثر ستون

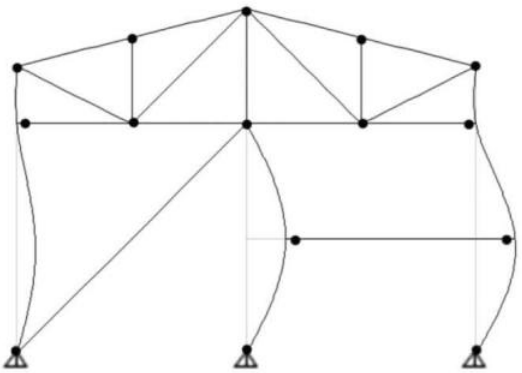
مثال ۳-۲

ضریب طول مؤثر ستون‌های AB, CE, FH, CD سازه شکل زیر را مشخص نمایید.

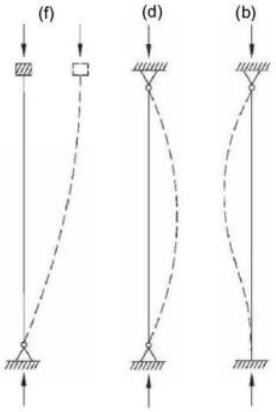


حل

جهت آشنایی بیشتر با رفتار ستون‌ها وضعیت تغییرشکل یافته سازه مطابق شکل زیر می‌باشد.



وضعیت ستون‌های موردنظر در شکل زیر مشاهده می‌شود.



وضعیت ستون‌های AB و CE و CD

ستون CE دارای مهار جانبی است. باتوجه‌به تکیه‌گاه مفصلی پایین ستون و اتصال مفصلی بالای ستون، K=1.0 خواهد بود.

ستون‌های AB,FH دارای مهار جانبی هستند. باتوجه‌به تکیه‌گاه مفصلی پایین ستون‌ها و اتصال صلب بالا، امکان دوران بالای ستون به مقدار ناچیزی فراهم است و لذا K=0.8 خواهد بود.

ستون CD دارای مهار جانبی نیست. باتوجه‌به تکیه‌گاه مفصلی پایین ستون و عدم وجود دوران در بالای ستون (به دلیل تقارن) K=2.0 خواهد بود.

۳-۵-۲ ضریب طول مؤثر (K) ستون در قاب

معمولاً ستون‌های سازه، اعضای قاب‌های ساختمانی هستند که شرایط مرزی آنها به نحوه اتصال ابتدا و انتهای ستون و نیز سختی اعمال شده از طریق اعضای متصل به ستون و آزاد یا مقید بودن ستون در برابر حرکت جانبی بستگی دارد.

قاب‌های ساختمانی به دو دسته کلی مهارشده و مهارنشده قسیم‌بندی می‌شوند. یک قاب مهارشده به قابی اطلاق می‌شود که عدم امکان جابه‌جایی جانبی دو سر ستون‌ها توسط بادبندهای مناسب، دیوار برشی، سازه مهارشده دیگر و یا توسط کف و سقف مقاوم که امکان جابه‌جایی برای آن ممکن نباشد، مهارشده است. در واقع در یک قاب مهارشده امکان جابه‌جایی افقی یک سرستون نسبت به انتهای دیگر ممکن نخواهد بود. در این حالت $K \leq 1.0$ است که در جهت اطمینان می‌توان $K = 1.0$ را در محاسبات منظور نمود.

قاب مهارنشده به قابی گفته می‌شود که میزان جابه‌جایی جانبی قاب بستگی به صلبیت خمشی اتصالات تیر و ستون قاب داشته باشد. کمانش ستون در یک قاب مهارنشده همواره به نحوی خواهد بود که جابه‌جایی یک سر ستون نسبت به انتهای دیگر آن ممکن باشد، مقدار K برای این ستون‌ها همیشه بیش از واحد است $(K > 1)$.

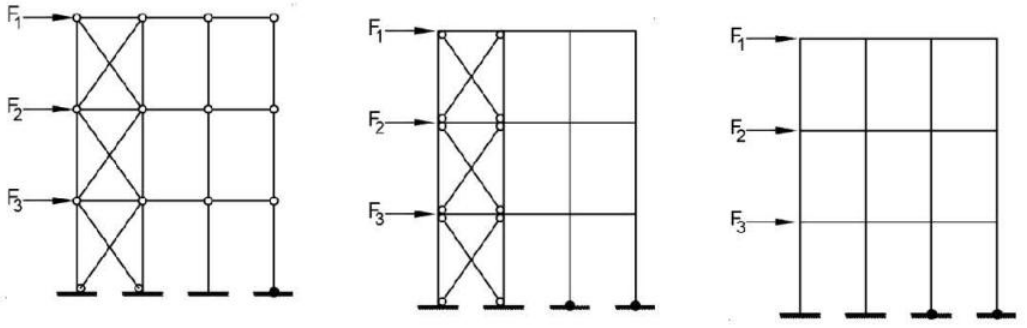
مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در قاب‌های بدون جابه‌جایی بجای استفاده از نمودار ژولیان و لورنس، ضریب طول مؤثر K را برای اعضای فشاری برابر ۱/۰ نیز مجاز می‌داند. در کلیه مثالها و تمرینهای این کتاب، چنانچه ستون در قاب خمشی با مهار بوده است، مقدار K به جای توصیه آیین نامه $(K = 1.0)$ مقدار حاصل از روابط ژولیان ـ لورانس $(K \leq 1.0)$ در نظر گرفته شده است. بدیهی است در کارهای اجرایی (بعد از فارغ التحصیلی) مقدار K در ستون‌های مذکور، می‌تواند طبق توصیه آیین نامه برابر $K = 1.0$ مورداستفاده قرار گیرد.

در شکل زیر دو قاب ساختمانی مهارشده و یک قاب خمشی مهارنشده و چگونگی تغییر مکان آنها در اثر بارهای جانبی نشان‌داده‌شده است. قاب خمشی، قابی است که در آن اتصال تیرها به ستون‌ها از نوع صلب می‌باشد (گره صلب). گره صلب، گره‌ای است که در صورت دوران یکی از اعضاء وارد بر آن گره در اثر بارگذاری خارجی، تمام اعضاء متصل به آن گره به یک اندازه دوران می‌نمایند (دوران گره).

در قاب مفصلی با مهاربند، ضریب طول مؤثر (K) از جدول استاندارد تعیین می‌گردد. برای قاب صلب با مهاربند از نمودار ژولیان و لورنس بدون جابه‌جایی و برای قاب صلب با جابه‌جایی از نمودار ژولیان و لورنس با جابه‌جایی استفاده می‌شود.

توجه: برای تعیین ضریب طول مؤثر K در ستون، چنانچه حداقل یک تیر با اتصال صلب به ستون متصل شده باشد از روش ژولیان و لورنس استفاده می‌شود. در غیر این صورت ضریب طول مؤثر K با مراجعه به جدول استاندارد تعیین می‌گردد.

ازآنجاکه برای سیستم‌های مهار جانبی محدودیت‌هایی از نظر ارتفاع در آیین‌نامه‌ها وجود دارد، در برخی موارد لازم است از بیش از یک سیستم مهار جانبی در قاب استفاده شود تا تغییر شکل‌های ایجاد شده در قاب، کنترل شوند.



الف) قاب ساختمانی (اتصالات مفصلی) با مهاربند — ب) سیستم دوگانه قاب خمشی (اتصالات صلب) با مهاربند — ج) قاب خمشی (اتصالات صلب) بدون مهاربند

شکل ۹ـ۳ قاب‌های مهارشده و مهارنشده

توجه شود که در قاب، گره‌های داخلی فقط می‌توانند صلب و یا مفصلی باشند. گره‌های خارجی نیز فقط می‌توانند گیردار و یا مفصلی باشند. مفصل در گره داخلی را مفصل داخلی و مفصل در گره خارجی را مفصل تکیه‌گاهی می‌نامند. مفصل داخلی می‌تواند در گره و یا در انتهای یک عضو واقع شود. چنانچه مفصل در گره واقع شده باشد، تمام اعضاء وارد بر گره دارای اتصال مفصلی می‌باشند و

چنانچه مفصل در انتهای عضو واقع شود، فقط همان عضو با اتصال مفصلی به گره متصل است و سایر اعضاء متصل به گره دارای اتصال صلب خواهند بود.

روش تعیین K در قاب‌های خمشی ساختمانی، استفاده از رابطه و یا نمودار ژولیان و لورنس است. بدین صورت که ابتدا پارامتر G برای دو انتهای ستون با دو مقدار G_A و G_B بدست می‌آید. پارامتر G نسبت مجموع سختی خمشی ستون‌های متصل به گره موردنظر به مجموع سختی خمشی تیرهای موجود در صفحه خمش و متصل به آن گره است. در اصل پارامتر G نماینده میزان دوران در نقاط بالا و پایین می‌باشد. هر چه این پارامتر بزرگتر باشد، دوران راحت‌تر و هر چه کوچک‌تر باشد دوران در نقاط بالا و پایین ستون سخت‌تر صورت می‌گیرد. به‌عبارت‌دیگر، گیرداری نقاط بالا و پایین افزایش و ضریب طول مؤثر ستون کاهش می‌یابد. پارامتر G برای دو انتهای ستون از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$G_A = \sum_{col} \frac{E_{col} I}{L} \div \sum_{beam} \beta \frac{E_{beam} I}{L} \xrightarrow{E_{beam}=E_{col}} G_A = \frac{\sum_{col} \frac{EI}{L}}{\sum_{beam} \beta \frac{EI}{L}} \rightarrow$$

$$G_A = \frac{\sum_{col} \frac{I}{L}}{\sum_{beam} \beta \frac{I}{L}} \qquad ۳_۷$$

$$G_B = \frac{\sum_{col} \frac{I}{L}}{\sum_{beam} \beta \frac{I}{L}}$$

$\sum_{\mathrm{col}} \frac{\mathrm{I}}{\mathrm{L}}$ مجموع $\frac{I}{L}$ کلیه ستون‌های متصل به گره موردنظر در صفحه قاب.

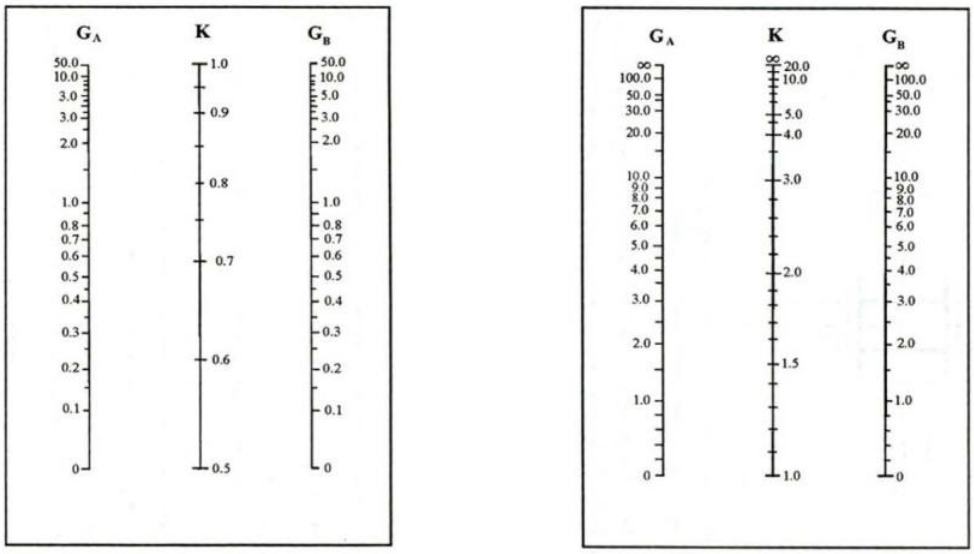
$\sum_{\mathrm{beam}} \beta \frac{\mathrm{I}}{\mathrm{L}}$ مجموع $\frac{I}{L}$ کلیه تیرهای متصل به گره موردنظر در صفحه قاب.

β ضریب اصلاح سختی تیرها که در بند ۳ـ۵ـ۴ تعریف می‌شود.

در مرحله بعد، در دو وضعیت با امکان جابه‌جایی (ستون مهارنشده) و بدون امکان جابه‌جایی (ستون مهارشده)، با استفاده از رابطه زیر و یا نمودار ژولیان و لورنس، مقدار K برای ستون مشخص می‌گردد.

$$K = \begin{cases} \frac{3G_AG_B+1.4(G_A+G_B)+0.64}{3G_AG_B+2(G_A+G_B)+1.28} \leq 1.0 \\ \sqrt{\frac{1.6G_A \times G_B+4(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}} \geq 1.0 \end{cases} \qquad ۳_۸$$

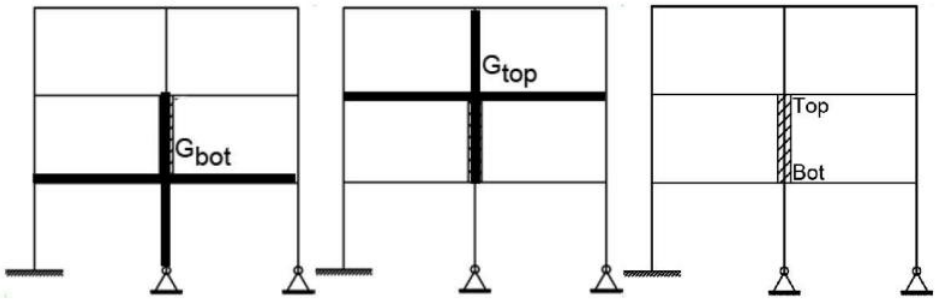
نمودار ژولیان و لورنس در دو وضعیت با امکان جابه‌جایی و بدون امکان جابه‌جایی در شکل زیر ارائه شده است.



الف) ستون با حرکت جانبی ب) ستون بدون حرکت جانبی

شکل ۱۰ـ۳ نمودار ژولیان و لورنس

به‌عنوان‌مثال، ستون میانی طبقه دوم قاب شکل زیر مد نظر است. ابتدا وضعیت مهار جانبی ستون بررسی شده و تعیین می‌گردد که ستون دارای مهارشده هست $(K \leq 1)$ یا ستون مهارنشده است $(K \geq 1)$. برای تعیین دو پارامتر G_{top} (گره بالایی ستون) و G_{Bot} (گره پایینی ستون) دو وضعیت نشان‌داده‌شده مورد محاسبه قرار گرفته و برای هر وضعیت، باتوجه‌به سختی خمشی تیرها و ستون‌های همان وضعیت، پارامتر G محاسبه می‌گردد. سپس با قرار دادن دو مقدار G_{top} و G_{Bot} در رابطه ژولیان و لورنس، مقدار K به دست می‌آید.



الف ـ وضعیت ستون در قاب ب ـ گره بالا پ ـ گره پایین

شکل ۱۱ـ۳ نمایش وضعیت ستون در روابط ژولیان ولورنس

۳-۵-۳ ضریب G در تکیه‌گاه

اگر اتصال پای ستون مفصل باشد به سادگی دوران می‌کند و مثل آن است‌که تیرهایی با I صفر به ستون وارد شده و از نظر تئوری $G = \infty$ است. اما رفتار واقعی تکیه‌گاه مفصلی، به‌صورت مفصل ایده‌آل نمی‌باشد و لذا در محاسبات از $G = 10$ استفاده می‌شود..

اگر اتصال پای ستون گیردار باشد دوران آن صفر است و مثل آن است که تیرهایی با لنگر اینرسی بی‌نهایت به آن وارد می‌شود و از نظر تئوری $G = 0$ است. اما رفتار واقعی تکیه‌گاه گیردار، به‌صورت گیردار ایده‌آل نمی‌باشد و لذا در محاسبات از $G = 1.0$ استفاده می‌شود.

۳-۵-۴ ضریب اصلاح سختی تیرها (β)

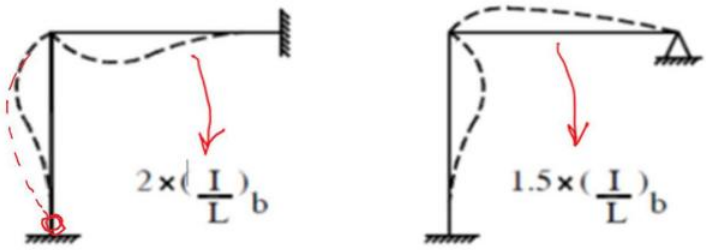
اگر گره دور تیری که گره نزدیک آن به ستون صلب است، با اتصال غیر صلب باشد در این صورت سختی تیرها $(\frac{I}{L})_{beam}$ در ضرایبی مطابق جدول زیر ضرب می‌شوند. در غیر این صورت ضریب اصلاح سختی برابر واحد است $(\beta = 1)$.

سختی تیرهایی که به‌صورت مفصلی در هر گره متصل هستند در محاسبات G وارد نمی‌شود. به همین دلیل در راستای قاب‌های ساده ساختمانی مهاربندی شده، $K = 1.0$ در نظر گرفته می‌شود.

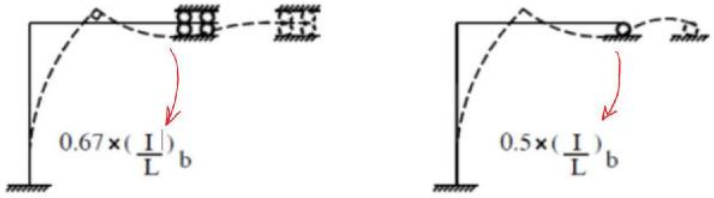
جدول ۲ـ۳ ضریب اصلاحی برای محاسبه سختی تیرها (β)

وضعیت انتهای تیر	وضعیت ستونی که تیر به آن متصل است	
	ستون با حرکت جانبی مقید	ستون با حرکت جانبی آزاد
هر دو انتها صلب	$\beta = 1$	$\beta = 1$
گره دور مفصلی	$\beta = \frac{3}{2}$	$\beta = \frac{1}{2}$
گره دور گیردار	$\beta = 2$	$\beta = \frac{2}{3}$
گره نزدیک مفصلی	$\beta = 0$	$\beta = 0$
تیر طره‌ای (انتهای دور آزاد)	$\beta = 0$	$\beta = 0$

در شکل زیر چگونگی استفاده از برخی مقادیر جدول به‌صورت شماتیک نشان‌داده‌شده است.



الف) ستون عضوی از قاب بدون جابه‌جایی، انتهای تیر مفصلی ب) ستون عضوی از قاب بدون جابه‌جایی و انتهای تیر گیردار

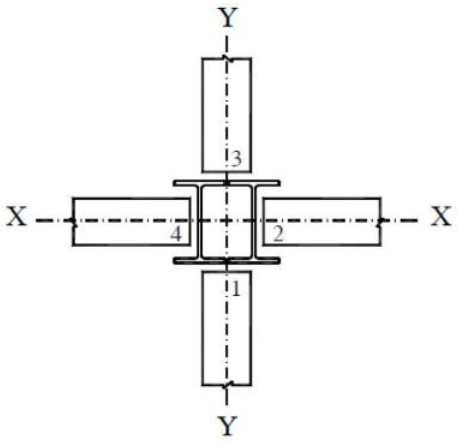


ج) ستون عضوی ازقاب با جابه‌جایی و انتهای تیر مفصلی د) ستون عضوی از قاب با جابه‌جایی و انتهای تیرگیردار

شکل ۱۲ـ۳ ضرایب اعمالی اصلاح سختی به تیرها (β) در اتصال دور آنها به‌گره‌های غیرصلب

۳-۵-۵ نکات تعیین ضریب G

- در تعیین پارامتر G سختی تیرهایی در محاسبه G وارد می‌شوند که در آن راستا دارای سختی خمشی هستند. به‌عنوان‌مثال در شکل زیر برای خمش حول محور x و محاسبه K_x باید سختی خمشی تیرهای ۱ و ۳ و برای خمش حول محور y و محاسبه K_y باید سختی خمشی تیرهای ۲ و ۴ منظور گردد.



شکل ۱۳ـ۳ پلان اتصال تیرها به ستون در دو قاب عمود بر هم

- در محاسبه G باید به چگونگی اتصال تیرها و ستون‌ها دقت شود. چنانچه تیر به بال ستون متصل شده باشد، باید I_x نیمرخ ستون در محاسبه سختی خمشی بکار رود، اما اگر تیر به جان ستون متصل شده باشد، باید I_y نیمرخ ستون به کار گرفته شود.
- در اجرای متداول قاب‌های خمشی، عمدتاً جان تیرها در راستای قائم قرار می‌گیرد. از این رو در تعیین سختی خمشی تیرها برای محاسبه G سختی خمشی محور قوی تیر (I_x) استفاده می‌شود. بدیهی است چنانچه جان تیر به‌صورت افقی قرار گیرد، سختی خمشی محور ضعیف آن (I_y) در محاسبات استفاده می‌شود. در همه مسائل این کتاب، سختی خمشی محور قوی تیر (I_x) در محاسبات استفاده می‌شود.
- در قابهایی که تیر طره وجود دارد، سختی تیر طره در محاسبات G وارد نمی‌شود.
- به دلیل اتصال مفصلی مهاربندها به اجزاء سازه، سختی مهاربندها در استفاده از نمودار ژولیان و لورنس برای اعضاء مهاربند لحاظ نمی‌شود.

۳-۶ مراحل گام‌به‌گام طراحی و کنترل اعضای فشاری

چنانچه مقطع ستون و یا جهت قرارگیری مقطع مشخص نباشد، ابتدا گام‌های مرتبط با طراحی (گام‌های ۱ الی ۳) انجام شده و وضعیت مقطع ستون مشخص می‌شود. سپس گام‌های مرتبط با کنترل آن مقطع (گام‌های ۴ به بعد) انجام می‌شود.

گام ۱: تنش فشاری بحرانی فرضی $\phi_c f_{cr}$ در محدوده $\phi_c f_{cr} \cong 1.5\sim1.8\frac{ton}{cm^2}$ باشد. همچنین می‌توان نسبت لاغری فرضی ماکزیمم را حدود $\lambda_{max} \cong 80\sim110$ در نظر گرفت و تنش فشاری بحرانی فرضی را محاسبه نمود.

گام ۲: سطح مقطع مورد نیاز از رابطه $A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}}$ تعیین می‌گردد.

گام ۳: باتوجه‌به سطح مقطع به‌دست‌آمده، مناسب‌ترین پروفیل باتوجه‌به جدول اشتال (متناظر با نوع مقطع ستون) انتخاب می‌گردد.

گام ۴: با تعیین نسبت لاغری ستون و شعاع ژیراسیون مقطع و طول ستون باتوجه‌به شرایط در دو جهت، نسبت لاغری λ_x و λ_y برای دو جهت محاسبه می‌شود.

گام ۵: λ_{max} باتوجه‌به λ_x و λ_y انتخاب می‌شود.

گام ۶: با استفاده از λ_{max} تنش فشاری بحرانی محاسباتی f_{cr} از رابطه و یا جداول بدست می‌آید.

گام ۷: نیروی نهایی فشاری P_u با ظرفیت نهایی $\phi_c f_{cr} A_g$ مقایسه می‌شود.

گام ۸: الف) اگر $P_u > \phi_c f_{cr} A_g$ باشد، بایستی نمره پروفیل افزایش یابد و محاسبات از مرحله ۴ مجددا تکرار می‌شود.

ب) اگر $P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g$ باشد، طراحی قابل قبول است (به شرط آنکه طرح اقتصادی باشد).

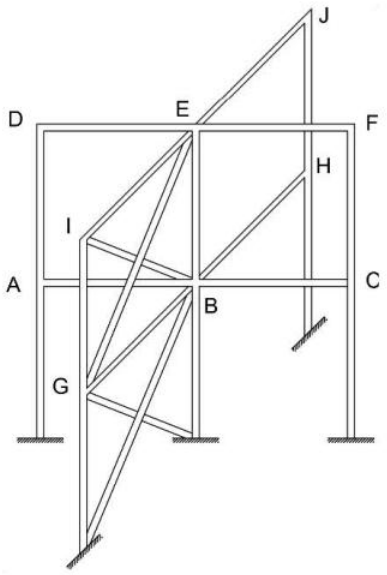
ج) اگر $P_u < \phi_c f_{cr} A_g$ باشد، نمره پروفیل را کاهش داده و محاسبات تکرار می‌شود.

۳-۷ نکات مهم در طراحی اعضای فشاری

در طراحی اعضای فشاری توجه به نکات اجرایی زیر توصیه می‌شود:

الف) قاعده قرارگیری ستون به‌گونه‌ای است که باید KL بیشتر با r بیشتر و KL کمتر با r کمتر همراه باشد. همانگونه که در شکل زیر نشان‌داده‌شده، ضریب لاغری برای ستون‌ها در صفحه کاغذ بیشتر از ۱/۰ و برای ستون‌ها در صفحه عمود کمتر از ۱/۰ است. بنابراین تیرهای قاب در صفحه به بال پروفیل I متصل می‌شوند تا KL بیشتر با r بیشتر همراه شود و تیرهای قاب در صفحه عمود، به جان پروفیل I متصل می‌گردند تا KL کمتر با r کمتر همراه باشد.

همان گونه که ملاحظه می‌شود، در حالتی که ستون در یک صفحه با جابه‌جایی و در صفحه دیگر بدون جابه‌جایی باشد، انتخاب جهت ستون به‌آسانی میسر می‌باشد. اما چنانچه ستون در هر دو صفحه، قاب با جابه‌جایی و یا در هر دو صفحه، قاب بدون جابه‌جایی باشد، لازم است، انتخاب جهت ستون از طریق سعی و خطا صورت پذیرد. بدین ترتیب که مسئله دو بار حل شود (یک‌بار با انتخاب جهت مفروض، بار دیگر با انتخاب جهت متفاوت با فرض قبلی) و انتخاب صحیح جهت ستون، جهتی خواهد بود که به پروفیل سبک‌تری منجر شود.

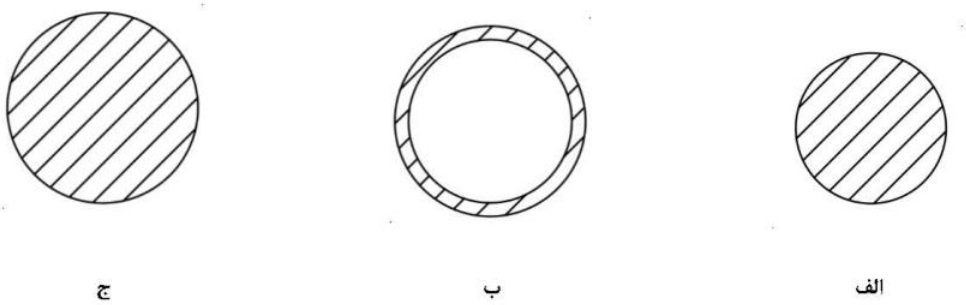


شکل ۱۴ـ۳ قاب موردنظر در صفحه و صفحه عمود

حالت خاص این که KL ستون اگر در دو صفحه یکسان باشد (مثل ساختمان‌های دو طرف مهاربند یا دیوار برشی که K ستون‌ها در دو جهت ۱/۰ است) جهت قرارگیری ستون از نظر طراحی مهم نیست و مسائل اجرایی در انتخاب جهت ستون مؤثر است، مانند نحوه اتصالات تیر به ستون و یا نحوه قرارگیری ستون در دیوار.

ب) در انتخاب شکل قطعه فشاری می‌بایست سعی شود که حداکثر شعاع ژیراسیون و حداقل مصالح مصرفی توأماً به دست آید، یعنی تاحدامکان مصالح ستون دورتر از مرکز ثقل قرار گیرد. این موضوع می‌تواند با اضافه‌کردن ابعاد مقطع و نازک کردن ضخامت اجزاء حاصل شود. البته نباید ضخامت اجزاء خیلی نازک شود که کمانش موضعی تعیین‌کننده شود. به‌عنوان‌مثال در شکل زیر مساحت مقطع در هر دو حالت الف و ب یکسان است ولی شعاع ژیراسیون شکل ب بیشتر از شکل الف است و برای مقطع ستون مناسب‌تر است و یا

در شکل ب و ج قطر خارجی مقطع یکسان است، بنابراین شعاع ژیراسیون شکل ب و ج باید محاسبه گردد تا معلوم شود کدام یک شعاع ژیراسیون بیشتری دارند.



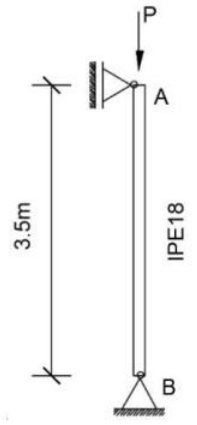
شکل ۱۵ـ ۳ دومقطع ستون با مساحت یکسان و شعاع ژیراسیون متفاوت

ج) نحوه قرارگیری ستون در پلان بایستی بگونه‌ای باشد که λ_x و λ_y تقریباً برابر گردند. در این صورت از ظرفیت ستون حداکثر بهره برداری صورت می‌پذیرد، (طراحی بهینه).

د) تقویت یک عضو فشاری با افزایش سطح مقطع و کم کردن لاغری امکان‌پذیر است. کاهش لاغری به سه پارامتر بستگی دارد. هرچه طول ستون کاهش یابد و شعاع ژیراسیون افزایش پیداکند و شرایط گیرداری در دو سر ستون بیشتر شود (K کاهش یابد) از میزان لاغری کاسته می‌شود.

مثال ۳-۳

ستون با مقطع IPE180 مطابق شکل زیر مد نظر است. حداکثر نیرویی را که می‌توان به ستون اعمال نمود، تعیین کنید.



شکل ۱۶ـ ۳ نمایش ستون

حل:

مشخصات مقطع

$$IPE18: A = 23.9cm^2, r_x = 7.42cm, r_y = 2.06cm$$

گام ۱- لاغری ماکزیمم

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1\times350}{7.42} = 47.2$$
$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1\times350}{2.06} = 169.9$$
$$\lambda_{max} = \lambda_y = 169.9$$

گام ۲- تنش بحرانی کمانش

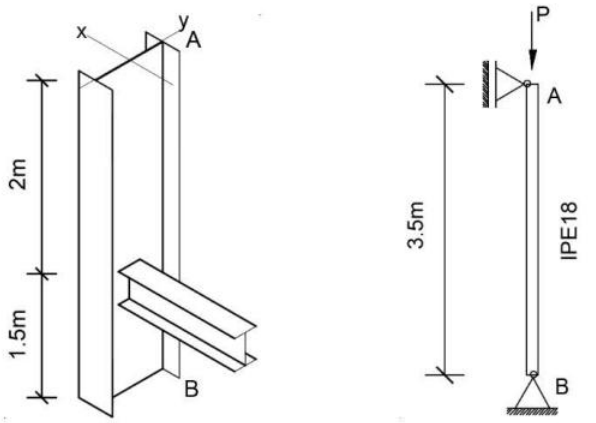
$$\lambda_{max} = 169.9 > \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$
$$f_e = \frac{\pi^2\times2040}{169.9^2} = 0.697\frac{ton}{cm^2}$$
$$f_{cr} = 0.877 f_e = 0.877 * 0.697 = 0.61\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۳- ظرفیت ستون

$$P_n = f_{cr}A_g = 0.61 \times 23.9 = 14.58\ ton$$
$$P_u \le \phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 0.61 \times 23.9 = 13.12\ ton$$

مثال ۳-۴

ستون با مقطع $IPE180$ مطابق شکل زیر مد نظر است (تکرار وضعیت مثال قبل). با ایجاد مهار جانبی میان ستون مطابق شکل، ظرفیت ستون را تعیین و نتیجه را با مثال قبل مقایسه نمایید.



شکل ۱۷ـ۳ نمایش ستون

حل:

گام ۱- لاغری ماکزیمم

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1\times350}{7.42} = 47.2$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1\times200}{2.05} = 97.5$$
$$\lambda_{max} = \lambda_y = 97.5$$

گام ۲- تنش بحرانی

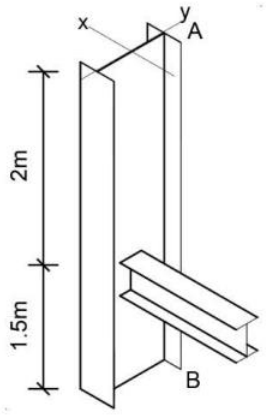
$$\lambda_{max} = 97.5 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$
$$f_e = \frac{\pi^2\times2040}{97.5^2} = 2.12\frac{ton}{cm^2}$$
$$f_{cr} = 2.4 * 0.658^{\frac{2.4}{2.12}} = 1.49\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۳- ظرفیت ستون

$$P_n = f_{cr}A_g = 1.49 \times 23.9 = 35.71\ ton$$
$$P_u \leq \phi_c P_n = 0.9 \times 22.43 = 32.14\ ton$$

گام ۴- مقایسه نتایج

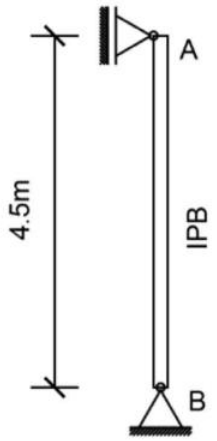
ملاحظه می‌شود که با کاهش طول کمانشی ستون، ظرفیت باربری مقطع از ۱۳ به ۳۲ تن به مقدار قابل‌ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. اگر تیر مهار در وسط باشد می‌توان گفت مود دوم حاکم می‌شود. نمونه کاربردی این مثال تیر نیم‌طبقه در ایستگاه راه‌پله است که می‌تواند مهار ستون پله باشد.



شکل ۱۸ـ۳ اضافه نمودن مهار جهت کاهش طول کمانشی ستون

مثال ۳-۵

ستون دو سر مفصل شکل زیر را برای بار محوری مرده $30ton$ و بار زنده $15ton$ از پروفیل IPB طرح کنید. ترکیب بار $1.2P_D + 1.6P_L$ مد نظر قرار گیرد.



شکل ۱۹ـ۳ ستون دوسرمفصل تحت اثر بار محوری تنها

حل:

گام ۱- تعیین نیروی ضریب دار ناشی از تحلیل سازه

P_u ناشی از ترکیبات بارگذاری طبق ترکیب بار زیر محاسبه می‌شود:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 15 = 60\ ton$$

گام ۲- فرض مقطع اولیه

$\phi_c f_{cr} = 1.8 \frac{ton}{cm^2}$ فرض می‌شود و سطح مقطع مورد نیاز محاسبه می‌گردد:

$$P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g \rightarrow A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{60}{1.8} = 33.3 cm^2$$

اگر به جدول اشتال مراجعه شود مشاهده می‌شود که $IPB12$ و $IPB14$ دارای سطح مقطعی بیشتر از 33.3 می‌باشند لکن جوابگو نیستند. لذا $IPB16$ به‌عنوان حدس اولیه کنترل می‌شود:

$$IPB16: A = 54.3cm^2, r_x = 6.78cm, r_y = 4.05cm$$

گام ۳- لاغری ماکزیمم

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 450}{6.78} = 66.4$$
$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 450}{4.05} = 111.1$$
$$\lambda_{max} = \lambda_y = 111.1$$

گام ۴- تنش بحرانی

$$\lambda_{max} = 111.1 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times 2040}{111.1^2} = 1.63 \frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.4 * 0.658^{\frac{2.4}{1.63}} = 1.30 \frac{ton}{cm^2}$$

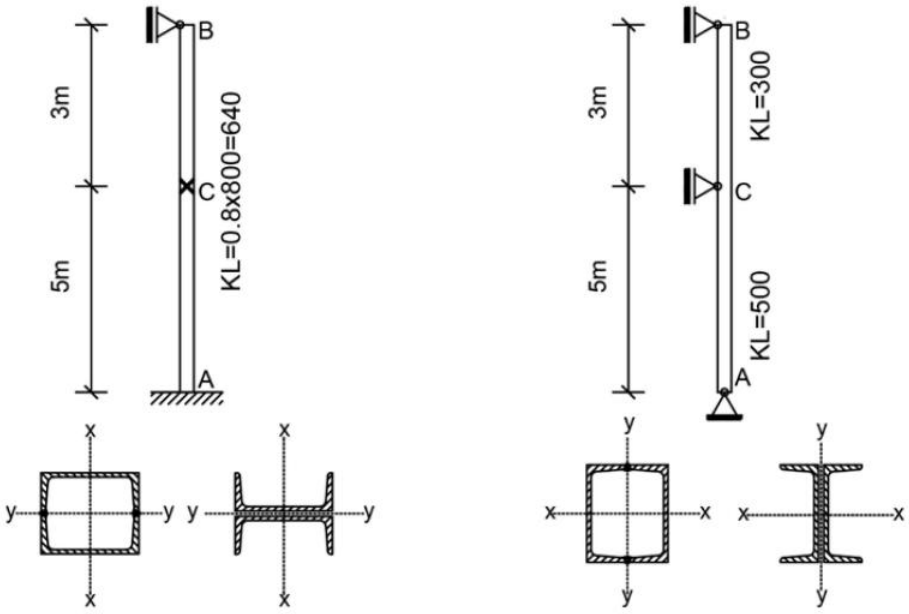
گام ۵- ظرفیت ستون

$$P_u \le \phi_c f_{cr} A_g$$
$$P_u = 60\ ton \le \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.30 \times 54.3 = 63.53\ ton\ O.K.$$

بنابراین $IPB16$ به عنوان مقطع ستون مورداستفاده قرار می‌گیرد.

مثال ۳-۶

ستونی در صفحه کاغذ به‌صورت یکسر گیردار و یک سر مفصل است که در مقطع C خود دارای مهار جانبی است. وضعیت این ستون، در صفحه عمود، به‌صورت عضو دو سر مفصل است که مهار جانبی خود به‌عنوان تکیه گاه مفصلی می‌باشد. بار مرده وارد به ستون ۳۵ تن و بار زنده وارد بر آن ۲۰ تن می‌باشد.



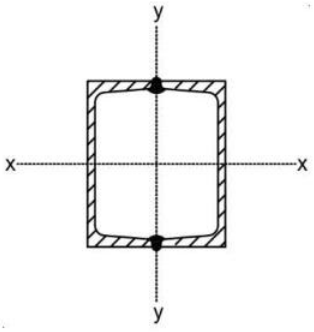
الف) ستون در صفحه ب) ستون در صفحه عمود

شکل ۲۰ـ۳ وضعیت قرارگیری ستون در دو صفحه عمود برهم

مطلوب است:

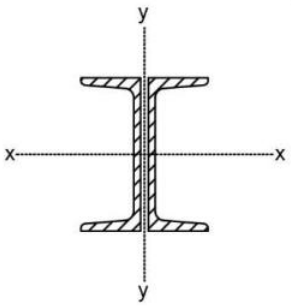
الف) چنانچه طرح ستون از IPB موردنظر باشد، ابتدا جهت قرارگیری پروفیل را تعیین و سپس ستون را طراحی نمایید.

ب) چنانچه طرح ستون از $2UNP$ به هم چسبیده باشد، ابتدا جهت قرارگیری پروفیل را تعیین و سپس ستون را طراحی نمایید.



شکل ۲۱ـ۳ مقطع ستون (مثال۳ـ۳ـب)

ج) در قسمت (ب) چنانچه از $2UNP$ به‌صورت زیر استفاده شود، چه تفاوتی در حل مسئله ایجاد می‌گردد؟ بدون انجام محاسبه فقط بحث کنید.



شکل ۲۲ـ۳ مقطع ستون(مثال ۳ـ۳ـج)

حل الف)

گام ۱- تعیین جهت ستون

باتوجه‌به اینکه KL در صفحه قاب بیشتر از KL در صفحه عمود است، بنابراین جهت قوی پروفیل در صفحه و جهت ضعیف آن عمود بر صفحه قرار می‌گیرد.

گام ۲- نیروی محوری حاصل از تحلیل سازه

P_u ناشی از ترکیبات بارگذاری طبق ترکیب بار زیر محاسبه می‌شود:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 35 + 1.6 \times 20 = 74ton$$

گام ۳- فرض مقطع اولیه

$\phi_c f_{cr} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ فرض می‌شود و سطح مقطع مورد نیاز محاسبه می‌گردد:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{74}{1.8} = 41.1cm^2$$

باتوجه‌به سطح مقطع به‌دست‌آمده، مقطع IPB14 به‌عنوان حدس اولیه انتخاب می‌گردد. ازآنجاکه این مقطع جوابگو نیست، IPB16 و سپس IPB18 به‌عنوان انتخاب مقطع، کنترل می‌شود.

$IPB18: A = 65.3cm^2, r_x = 7.66cm, r_y = 4.57cm$

گام ۴- لاغری ماکزیمم

$$\lambda_x = \frac{KL}{r})_x = \frac{0.8\times800}{7.66} = 83.55$$
$$\lambda_y = \frac{KL}{r})_y = \frac{1\times500}{4.57} = 109.4$$
$$\lambda_{max} = \lambda_y = 109.4$$

گام ۵- تنش بحرانی

$$\lambda_{max} = 109.4 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = \frac{\pi^2\times2040}{109.4^2} = 1.68\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.4 * 0.658^{\frac{2.4}{1.68}} = 1.32\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۶- ظرفیت ستون

$$P_n = f_{cr}A_g = 1.32 \times 65.3 = 86.20\ ton$$
$$P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g$$
$$P_u = 74\ ton \leq \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.32 \times 65.3 = 77.58\ ton\ O.K.$$

پروفیل $IPB18$ به‌عنوان مقطع ستون انتخاب می‌گردد.

تمرین: کنترل نمایید که آیا پروفیل $IPB16$ پاسخگوی حالت الف این مثال می‌باشد؟

حل ب)

گام ۷- تعیین جهت ستون

همانند حالت الف، جهت قوی پروفیل در صفحه و جهت ضعیف آن در صفحه عمود قرار می‌گیرد.

گام ۸- نیروی محوری حاصل از تحلیل سازه

P_u ناشی از ترکیبات بارگذاری طبق ترکیب بار زیر محاسبه می‌شود:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 35 + 1.6 \times 20 = 74ton$$

گام ۹- فرض مقطع اولیه

$\phi_c f_{cr} = 1.8\frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ فرض می‌شود و سطح مقطع مورد نیاز محاسبه می‌گردد:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{74}{1.8} = 41.1cm^2 \rightarrow A_i = 20.55cm^2$$

A_i مساحت تک پروفیل است.

باتوجه‌به سطح مقطع به‌دست‌آمده $UNP18$ به‌عنوان انتخاب اولیه کنترل می‌شود:

$$UNP18: A = 28cm^2, r_x = 6.95cm, r_y = 2.02cm, b_f = 7cm, e = 1.92cm$$

گام ۱۰- لاغری ماکزیمم

محاسبه شعاع ژیراسیون برای به‌دست‌آوردن لاغری در دو جهت:

$$r_x = r_{xi} = 6.95cm$$

r_{xi} شعاع ژیراسیون حول محور x برای تک پروفیل است.

$$r_y = \sqrt{r_{y_i}^2 + (b_f - e)^2} = \sqrt{(2.02)^2 + (7 - 1.92)^2} = 5.47cm$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{r})_x = \frac{0.8\times800}{6.95} = 92.1$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r})_y = \frac{1\times500}{5.47} = 91.4$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 92.1$$

گام ۱۱- تنش بحرانی

$$\lambda_{max} = 92.1 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = 2.37\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 1.57\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۱۲- ظرفیت ستون

$$P_n = f_{cr}A_g = 1.57 \times 56 = 87.97 \text{ ton}$$

$$P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 87.97 = 79.17\ ton$$

$$P_u = 74\ ton \leq \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.57 \times 56 = 79.17\ ton\ O.K.$$

پروفیل $2UNP18$ به‌عنوان مقطع ستون انتخاب می‌گردد.

حل ج)

شعاع ژیراسیون حول محور y در قسمت (ب) بیشتر از قسمت (ج) است زیرا مصالح در فاصله بیشتری از مرکز ثقل قرار دارند بنابراین در شرایط یکسان نمره پروفیل برای مقطع قسمت (ج) بالاتر از قسمت (ب) است، زیرا لاغری حول محور y در قسمت (ج) بالاتر است.

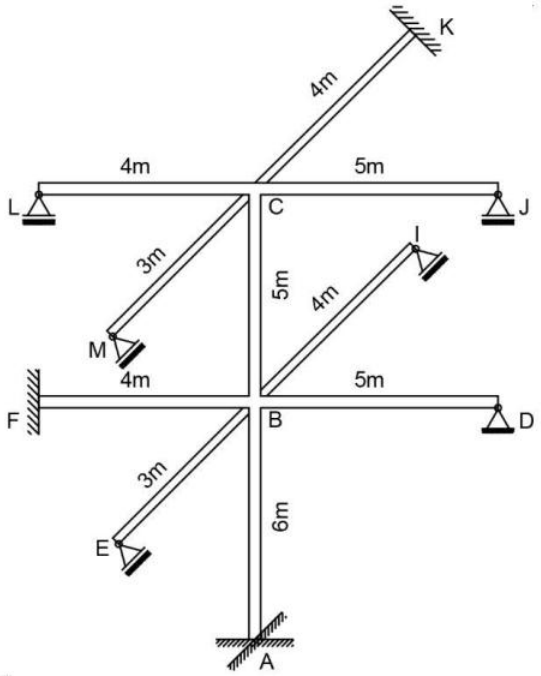
مثال ۳-۷

در شکل زیر یک قاب سه‌بعدی ساختمانی (در دو صفحه عمود بر هم) نشان‌داده‌شده است. درصورتی‌که کلیه تیرها $IPE200$ و کلیه ستون‌ها $IPB200$ باشد، مطلوبست:

الف) جهت قرارگیری پروفیل را با ذکر دلیل تعیین کنید.

ب) K_y, K_x را برای ستون‌های AB و BC تعیین کنید.

ج) نیروی فشاری قابل تحمل ستون AB با مقطع $IPB200$ را محاسبه کنید.



شکل ۲۳ـ۳ قاب سه‌بعدی ساختمانی

حل الف) جهت قرارگیری پروفیل

در قاب واقع در صفحه کاغذ ستون AB بدون امکان جابه‌جایی جانبی است، پس $K \leq 1.0$ است و کمانش بایستی حول محور ضعیف صورت گیرد و در قاب عمود بر صفحه کاغذ، ستون AB با امکان جابه‌جایی جانبی است. پس $K \geq 1.0$ است و کمانش بایستی حول محور قوی صورت گیرد. بنابراین لازم است تیر BD به جان ستون AB وصل شود. باتوجه‌به اینکه ستون BC ادامه ستون AB می‌باشد، بنابراین برای ستون BC انتخاب جهت جداگانه، انجام نمی‌شود.

حل ب) K_y, K_x را برای ستون‌های AB و BC

مشخصات تیر و ستون باتوجه‌به جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$IPE20: I_x = 1943cm^4$$
$$IPB20: A = 78.1cm^2, I_x = 5696cm^4, I_y = 2003cm^4, r_x = 8.54cm, r_y = 5.07cm$$

ستون AB در قاب موجود در صفحه و بدون امکان جابه‌جایی:

$$\begin{cases} G_A = 1 \\ G_B = \dfrac{\sum_{col}\frac{I}{L}}{\sum_{beam}\beta\frac{I}{L}} = \dfrac{\frac{2003}{5}+\frac{2003}{6}}{\frac{1943}{5}\times 1.5+\frac{1943}{4}\times 2} = 0.47 \end{cases} \Rightarrow K_y^{AB} = 0.73$$

ستون BC در قاب موجود در صفحه و با امکان جابه‌جایی جانبی:

$$\begin{cases} G_B = \dfrac{\sum_{col}\frac{I}{L}}{\sum_{beam}\beta\frac{I}{L}} = \dfrac{\frac{2003}{5}+\frac{2003}{6}}{\frac{1943}{5}\times 0.5+\frac{1943}{4}\times 0.67} = 1.41 \\ G_C = \dfrac{\sum_{col}\frac{I}{L}}{\sum_{beam}\beta\frac{I}{L}} = \dfrac{\frac{2003}{5}}{\frac{1943}{5}\times 0.5+\frac{1943}{4}\times 0.5} = 0.92 \end{cases} \Rightarrow K_y^{BC} = 1.37$$

ستون AB در قاب عمود بر صفحه و با امکان جابه‌جایی جانبی:

$$\begin{cases} G_A = 1 \\ G_B = \dfrac{\sum_{col}\frac{I}{L}}{\sum_{beam}\beta\frac{I}{L}} = \dfrac{\frac{5696}{6}+\frac{5696}{5}}{\frac{1943}{4}\times 0.5+\frac{1943}{3}\times 0.5} = 3.69 \end{cases} \Rightarrow K_X^{AB} = 1.63$$

ستون BC در قاب عمود بر صفحه و با امکان جابه‌جایی جانبی:

$$\begin{cases} G_B = 3.69 \\ G_C = \dfrac{\sum_{col}\frac{I}{L}}{\sum_{beam}\beta\frac{I}{L}} = \dfrac{\frac{5696}{5}}{\frac{1943}{4}\times 0.67+\frac{1943}{3}\times 0.5} = 1.75 \end{cases} \Rightarrow K_X^{BC} = 1.75$$

حل ج) نیروی فشاری قابل تحمل ستون AB با مقطع $IPB200$

$$\lambda_x = \frac{KL}{r})_x = \frac{1.63\times 600}{8.54} = 114.5$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r})_y = \frac{0.73\times 600}{5.07} = 86.4$$

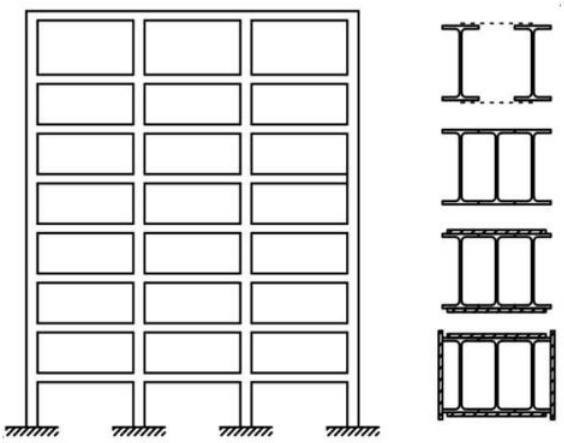
$$\lambda_{max} = \lambda_x = 114.5 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = 1.54\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 1.25\frac{ton}{cm^2}$$

$$P_n = f_{cr}A_g = 1.25 \times 78.1 = 97.62\ ton$$

$$P_u = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 97.62 = 87.86\ ton$$

در ستون ساختمان‌های چند طبقه، ستون برای طبقات بالا طرح و برای طبقات پایین تقویت می‌شود. در شکل زیر نمونه‌ای از مقاطع مختلف یک ستون در ارتفاع ساختمان نشان‌داده‌شده است.



شکل ۲۴ ـ ۳ ستون‌های با مقطع متفاوت در ساختمان‌های چند طبقه

۳-۸ کنترل کمانش موضعی

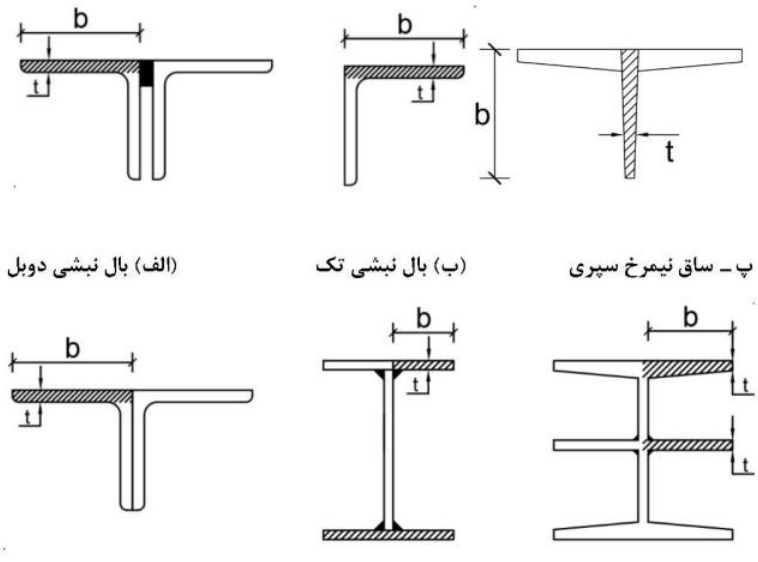
در مقاطع فولادی که اعضای آن از ورق‌های نازک تشکیل شده است، ممکن است عضو دچار کمانش کلی نشده ولی اجزای تشکیل‌دهنده آن که همان ورق‌های نازک هستند، دچار پدیده ناپایداری یا کمانش موضعی شوند؛ لذا برای جلوگیری از پدیده کمانش موضعی مبحث دهم مقررات ملی، نسبت عرض به ضخامت اعضای سازه‌ای را مطابق جدول ۳ـ۳کنترل می نماید.

به همین منظور مقاطع فولادی به دو گروه مقاطع با اجزای غیر لاغر و مقاطع با اجزای لاغر طبقه بندی می شوند. مقاطع با اجزای غیر لاغر به مقاطعی گفته می‌شود که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهنده مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جدول ۳ـ۳ تجاوز ننماید. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهنده مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جدول ۳ـ۳ تجاوز نماید.

۳-۸-۱ عناصر فشاری تقویت نشده (unstiffend)

عضو فشاری تقویت نشده، عضوی است که دارای یک لبه آزاد به موازات تنش‌های فشاری باشد. عرض صفحات تقویت نشده را باید برابر با فاصله لبه آزاد تا اولین خط جوش و یا پیچ و پرچ در نظر گرفت. عرض بال نبشی، ناودانی، نیمرخ Z و ساق سپری را باید برابر عرض اسمی کامل آنها فرض کرد. عرض بال نیم‌رخ‌های I و T را باید نصف عرض بال اسمی آنها در نظر گرفت. ضخامت اعضای تقویت نشده‌ای را که سطوح آنها شیب دارند، برابر ضخامت محلی است که فاصله آن از لبه آزاد و جان نیمرخ به یک اندازه باشد.

در محاسبه ضریب تقلیل تنش برای عناصر تقویت نشده، کمترین مقدار Q_s ملاک عمل قرار می‌گیرد. پهنای آزاد اجزای تقویت نشده در صفحه ۲۵ مبحث دهم آورده شده است.

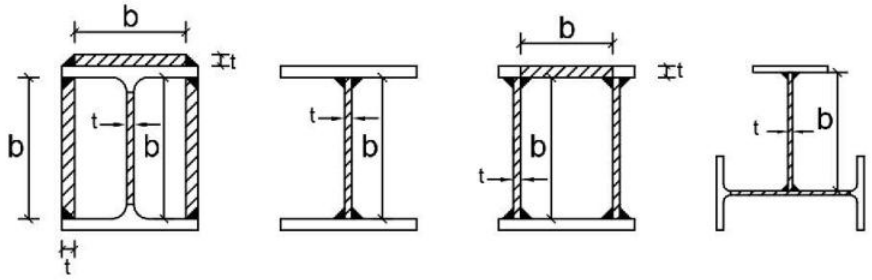


شکل ۲۵ـ۳ عناصر فشاری تقویت نشده در سپری، نبشی و زوج نبشی

۳-۸-۲ عناصر فشاری تقویت شده (stiffend)

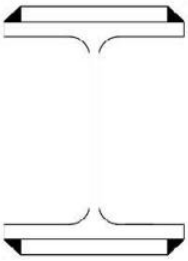
اعضای تقویت شده به اعضایی می‌گویند که در امتداد هر دو لبه خودکه موازی تنش‌های فشاری هستند، در جهت جانبی مهارشده باشند. عرض عضو تقویت شده در مورد نیم‌رخ‌های نورد شده، فاصله بین ریشه بال‌ها است. برای سایر نیم‌رخ‌ها، عرض را باید برابر فاصله نزدیک‌ترین خطوط جوش و یا پیچ و پرچ فرض کرد.

الف) برای هر عضو تقویت شده‌ای که تحت اثر فشار یکنواخت قرار داشته باشد:



شکل ۲۶ـ۳ عناصر تقویت شده

توجه: درمورد مقاطع I تقویت شده توسط ورق که در شکل زیر نشان‌داده‌شده است، مجموعه بال و ورق تقویتی به‌عنوان عنصر تقویت شده تلقی می‌گردد (با ضخامت مجموع آن دو).



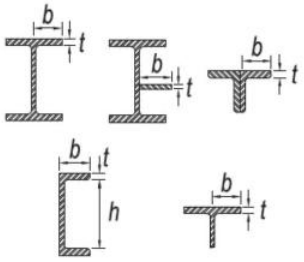
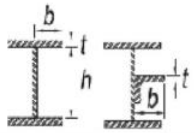
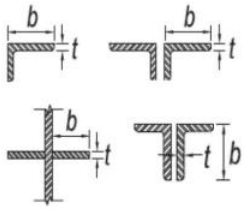
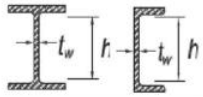
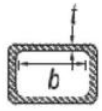
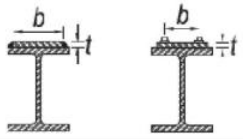
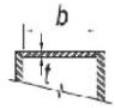
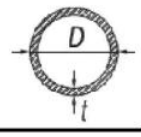
شکل ۲۷ـ۳ مقطع I تقویت شده توسط ورق تقویت

توجه: بحث کمانش موضعی وقتی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند که نیروی فشاری ستون زیاد و به‌عبارت‌دیگر لاغری آن کم باشد، لذا در لاغری‌های زیادکه رابطه اولر حاکم است، بحث کمانش موضعی مطرح نیست.

به‌منظور جلوگیری از کمانش موضعی، آیین‌نامه ایران محدودیت پهنای آزاد[۱] به ضخامت در عناصر فشاری را مطابق جدول زیر ارائه نموده است، اگر نسبت پهنای آزاد به ضخامت در هر یک از عناصر فشاری از مقادیر داده شده در جدول تجاوز نماید، کنترل کمانش موضعی الزامی است.

[۱] پهنای آزاد اجزای تقویت شده در صفحه ۲۶ مبحث دهم ارائه شده است.

جدول ۳ـ۳ نسبت پهنا به ضخامت عناصر فشاری بر اساس ضوابط آیین‌نامه ایران

وضعیت	حالت	شرح	لاغری و حداکثر لاغری	مثال نمونه
تقویت نشده (یک لبه متکی)	۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساقهای برجسته جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	$\lambda = \frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۲	بال های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و ورقها با ساق های نبشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	$\lambda = \frac{b}{t} \le 0.64\sqrt{\frac{EK_c}{f_y}}$	
	۳	ساقهای نبشی‌های تک، ساقهای نبشی‌های دوبل دارای جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت نشده	$\lambda = \frac{b}{t} \le 0.45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	$\lambda = \frac{d}{t} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
تقویت شده (دو لبه متکی)	۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	$\lambda = \frac{h}{t_w} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$\lambda = \frac{b}{t} \le 1.40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۷	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	$\lambda = \frac{b}{t} \le 1.40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۸	سایر اجزای فشاری تقویت شده	$\lambda = \frac{b}{t} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	۹	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	$\lambda = \frac{D}{t} \le 0.11\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

۳-۹ طراحی ستون‌های (مرکب) مشبک

در طراحی ستون‌ها بایستی شکل مقطع به‌گونه‌ای انتخاب شود که بیشترین شعاع ژیراسیون را داشته باشد تا در نتیجه مقاومت نهایی افزایش یابد. در ستون‌هایی که دارای طول زیاد هستند با پخش کردن سطح مقطع و کاهش نسبت لاغری در عمده ستون‌های مرکب می‌توان به مقطع اقتصادی موردنظر دست‌یافت. مقاطع ترکیبی معمولاً از دو یا چند نیمرخ تشکیل و توسط تسمه و ورق با جوش یا پیچ به هم متصل می‌شوند. دلایل عمده استفاده از قطعات فشاری مرکب عبارت است از:

الف) مواردی که سطح مقطع نیم‌رخ‌های نورد شده به‌تنهایی جوابگوی تنش‌های فشاری موجود نباشد و یا اینکه نیم‌رخ‌ها به‌تنهایی دارای عملکرد مناسب نباشند.

ب) به دلیل مسائل اجرایی و اتصال نامناسب سایر اجزاء به ستون‌ها به شکل هندسی خاصی نیاز باشد.

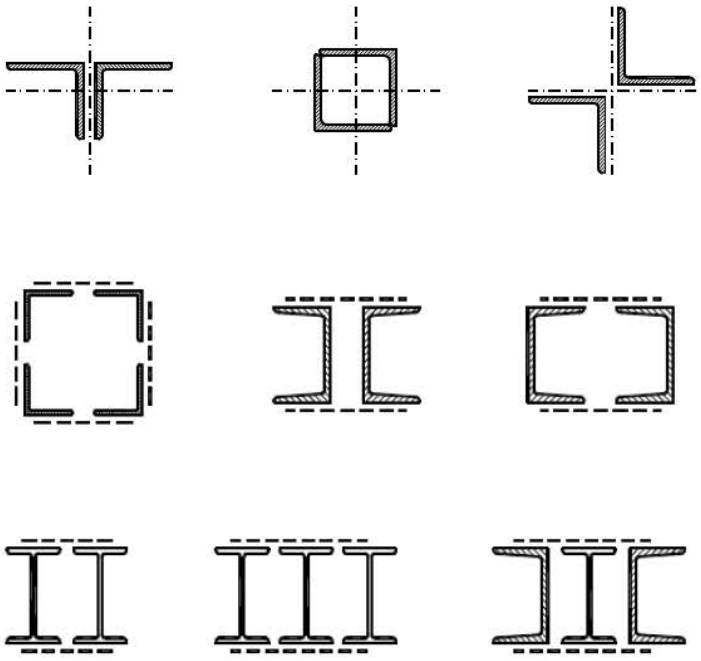
ج) لزوم افزایش شعاع ژیراسیون نسبت به مقاطع نورد شده و تنظیم نسبت دو شعاع ژیراسیون مربوط به دو محور اصلی مقطع تا لاغری نسبتاً یکسانی را در دو جهت برای ستون فراهم آورند.

در شکل زیر تعدادی از انواع قطعات فشاری مرکب نشان‌داده‌شده است. برای عملکرد مشترک دو یا چند نیمرخ بایستی آنها را به یکدیگر توسط بست‌هایی به‌صورت موازی یا مورب متصل کرد و یا در مواردی ممکن است از ورق‌های سراسری برای اتصال دو یا چند نیمرخ استفاده شود.

۳-۹-۱ ضوابط طراحی ستون‌های مرکب

ضوابط کلی طراحی ستون‌های مرکب همانند ستون‌هایی با نیمرخ تک است، اما بسته به اینکه از ورق‌های سرتاسری یا بست‌های موازی و یا مورب برای اتصال نیم‌رخ‌ها استفاده شود، کنترل‌هایی را بایستی در طراحی انجام داد. آیین‌نامه ایران، ضوابط کلی زیر را برای قطعات فشاری مرکب ارائه نموده است.

توجه: درصورتی‌که برای اتصال از ورق‌های سرتاسری استفاده شود، باید کمانش موضعی ورق به طور جداگانه کنترل گردد.



شکل ۲۸ـ۳ تعدادی از انواع ستون‌های مرکب

۳-۹-۱-۱ فاصله طولی میان جوش‌های منقطع (s_1, s_2)

در دو انتهای اعضای فشاری ساخته شده از چند نیمرخ که بر روی صفحاتی قرار گرفته‌اند، تمام قطعاتی که با یکدیگر تماس دارند باید به‌وسیله پیچ‌ها یا پرچ‌ها که فاصله آنها بیش از ۴ برابر قطر آنها نیست، در طولی معادل ۱/۵ برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع به یکدیگر متصل شوند. در صورت استفاده از جوش این طول باید بیشتر و یا برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع باشد. اگر در اتصال نیم‌رخ‌های یک قطعه فشاری مرکب از ورق استفاده شده باشد، چنانچه از جوش طولی ممتد استفاده نشود، حداکثر فاصله طولی بین جوش‌های منقطع در خطوط اتصال مجاور (s_1) به‌صورت روبرو و یا پس و پیش، نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

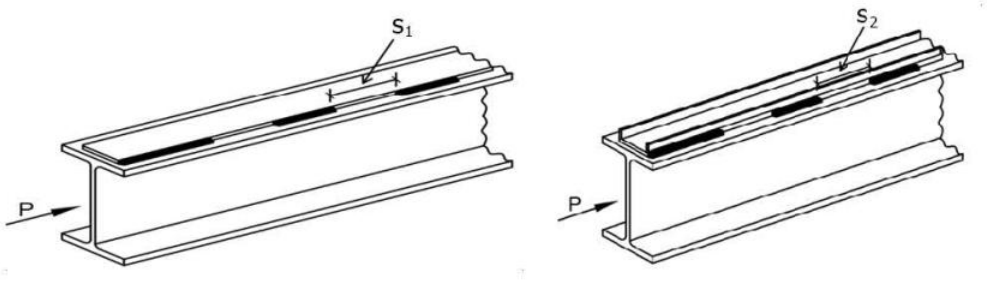
$$s_1 \leq \begin{cases} min\left(0.75t\sqrt{\frac{E}{f_y}}, 30cm\right) & \text{جوش منقطع روبرو} \\ min\left(1.12t\sqrt{\frac{E}{f_y}}, 45cm\right) & \text{جوش منقطع پس و پیش} \end{cases} \qquad ۳_۹$$

$$s_2 \leq 60cm$$

s_1 فاصله طولی میان جوش‌های منقطع نیمرخ و ورق

s_2 فاصله طولی میان جوش‌های منقطع نیمرخ و نیمرخ

t ضخامت ورق خارجی



الف) اتصال نیمرخ و نیمرخ در طول قطعه فشاری ب) اتصال ورق و نیمرخ در طول قطعه فشاری

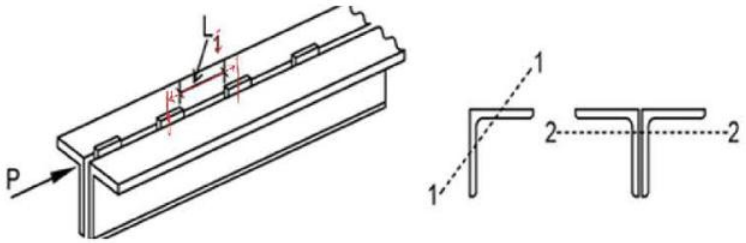
شکل ۲۹ـ۳ اتصال طولی اجزاء ستون مرکب

۳-۹-۱-۲ فاصله لقمه‌ها (L_i)

در اعضای فشاری که از دو یا چند نیمرخ نورد شده ساخته می‌شوند و با گذاردن قطعات لقمه در بین آنها به یکدیگر متصل می‌گردند، فواصل لقمه‌ها (L_i) باید طوری باشد که لاغری حداکثر هر نیمرخ $(\lambda_i = \frac{L_i}{r_i})$ در قسمتی که بین دو لقمه قرار دارد از $\frac{3}{4}$ لاغری تعیین کننده کل عضو مرکب λ_{max} تجاوز نکند. در این حالت شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ (r_i) ملاک محاسبه نسبت لاغری آن است. ضوابط ارائه شده این بخش در رابطه و شکل زیر نشان‌داده‌شده است.

$$\lambda_i = \frac{L_i}{r_i} \leq \frac{3}{4} * \lambda_{max} \qquad ۳ـ۱۰$$

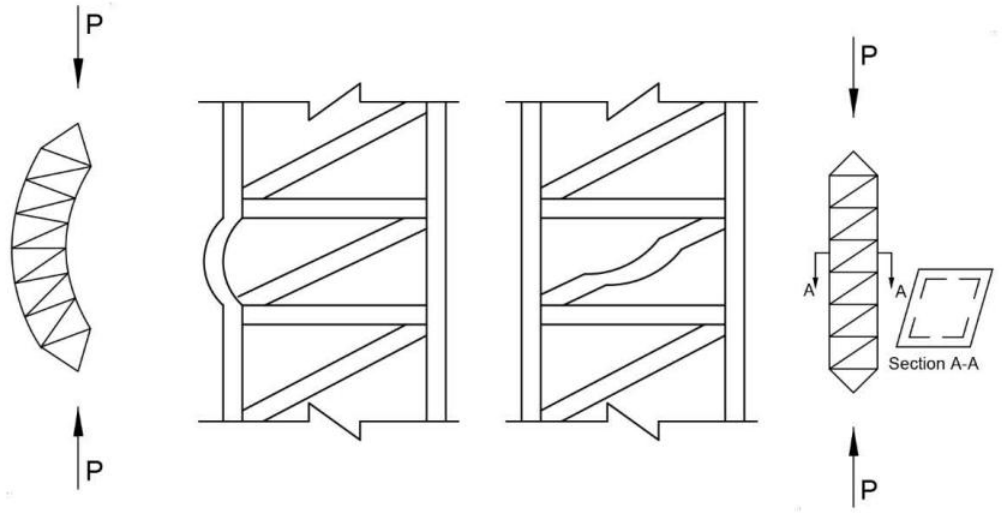
λ_i	لاغری مقطع تک	L_i	فاصله لقمه‌ها
r_i	شعاع ژیراسیون حداقل برای مقطع تک	λ_{max}	لاغری مقطع



شکل ۳۰ـ۳ اتصال دو قطعه فشاری توسط لقمه یا فیلر

۳-۹-۲ طراحی ستون‌های بست‌دار (قید دار یا پیونددار یا مشبک)

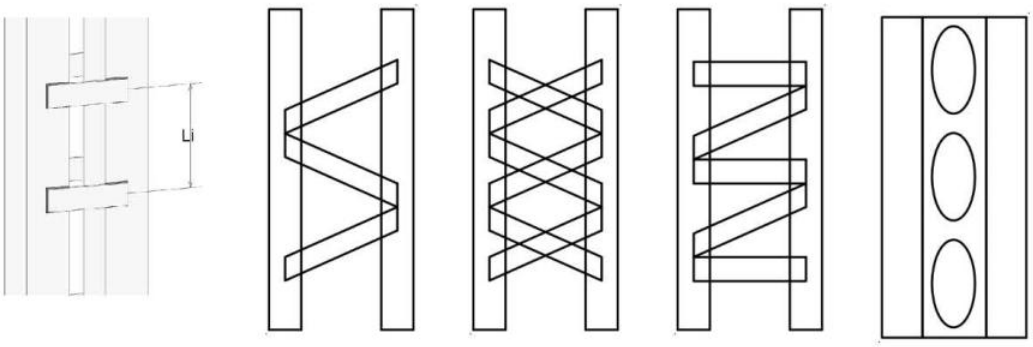
از نظر عملی بست‌های موازی بسیار ساده‌تر از حالات دیگر اجرا شده و کاربرد بیشتری دارند. اما از نظر فنی، چون ستون‌ها با بست‌های مورب یک سیستم خرپایی ایجاد می‌کنند و در سیستم خرپایی فقط نیروی محوری ایجاد می‌شود، دارای مقاومت و استحکام بیشتری نسبت به ستون‌ها با بست‌های موازی خواهند بود. زیرا ستون‌های با بست موازی از سیستم قابی استفاده می‌کنند و بستها تحت تأثیر نیروی محوری، برش و لنگر خمشی هستند. در طراحی ستون‌های بست‌دار باید کمانش کلی ستون تحت اثر فشار محوری، کمانش هر یک از اعضای اصلی ستون در فاصله بین بستها و مقاومت هر یک از بستها را مورد بررسی قرار داد. اعوجاج مقطع ستون که برای مقاطع باز که در پیچش ضعیف هستند، حائز اهمیت است. موارد فوق در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.



الف ـ کمانش ستون **ب ـ کمانش موضعی تک پروفیل** **ج ـ کمانش موضعی بست** **د ـ پیچش مقطع ستون**

شکل ۳۱ـ ۳ ضوابط کلی در طراحی ستون‌های مرکب (بست‌دار)

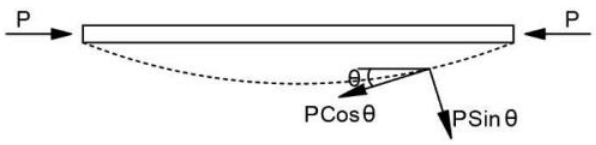
انواع ستون‌های بست‌دار در شکل بعد نشان‌داده‌شده است.



الف ـ ستون با بست افقی **ب ـ ستون با بست مورب تکی** **ج ـ ستون با بست مورب دوبل** **د ـ ستون با بست افقی و مورب** **ه ـ ستون با مقطع سوراخدار**

شکل ۳۲ـ ۳ انواع ستون‌های بست‌دار

وقتی دو یا چند قطعه توسط بست‌های مورب (چپ و راست) و یا بست های موازی به یکدیگر متصل می‌شوند، هدف این است که آن دو یا چند قطعه به مانند قطعه واحدی عمل کنند. وقتی قطعه فشاری کمانش پیدا می‌کند، مؤلفه برش نیروی محوری معنا پیدا می‌کند. میزان تأثیر برش در تقلیل مقاومت ستون متناسب با میزان تغییر شکل حاصل از برش در ستون است. این تغییر شکل ناشی از برش در نیم‌رخ‌های تک، بسیار کمتر از ستون‌های بست‌دار است. در شکل زیر وقتی ستون حول محور طولی خود کمانش پیدا می‌کند، نیروی برشی برابر با $V = Psin\theta$ در مقاطع آن به وجود می‌آید که مؤلفه برشی نیروی P است.

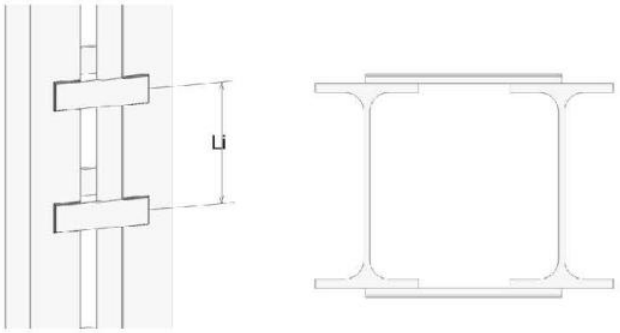


شکل ۳۳ـ۳ نمایی از نیروی برشی ایجاد شده در مقطع ستون ناشی از بار محوری P

تأثیر برش در کاهش مقاومت ستون به‌صورت ضریبی در افزایش طول مؤثر آن ظاهر می‌شود. مقاومت کمانشی یک ستون دو سر مفصل را که تحت نیروی فشار محوری واقع شده باشد، با رابطه زیر نشان می‌دهند:

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_m^2} \geq \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \qquad ۳ـ۱۱$$

در این رابطه مقدار لاغری افزایش یافته با λ_m نشان داده می‌شود. در ستون‌های با جان پر (نیم‌رخ‌های متصل به هم و یا با ورق سراسری) تاثیر کاهش مقاومت ناچیز است ولی در ستون‌های بست‌دار کاهش مقاومت بایستی حتماً در لاغری حول محوری که جان پروفیلها از یکدیگر فاصله دارند، منظور گردد.



شکل ۳۴ـ۳ مقطع ستون‌های بست‌دار

λ_m به فواصل بستها (L_i) بستگی دارد و هر چه فاصله L_i بیشتر باشد، λ_m نیز افزایش می‌یابد. درصورتی‌که ستون در هر دو جهت x و y به‌صورت بست‌دار اجرا شود، ضابطه λ_m در هر دو جهت محاسبه و منظور می‌گردد. مطابق آیین‌نامه در اعضای فشاری مرکب که اتصال بست‌های آنها به‌صورت جوشی [1] است، چنانچه نسبت لاغری بیش از ۴۰ باشد، لاغری نسبت به محور عمود بر صفحه بست (محور بدون مصالح) نسبت به مقدار اولیه آن $\lambda = \frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}}$ مطابق رابطه زیر افزایش می‌یابد.

$$\lambda_m = \begin{cases} \lambda & ; \lambda \leq 40 \\ \sqrt{\lambda^2 + (\frac{K_i L_i}{r_i})^2} & ; \lambda > 40 \end{cases} \qquad ۳ـ۱۲$$

$\lambda_m = \frac{KL}{r})_m$ لاغری افزایش یافته مقطع ستون نسبت به محور بدون مصالح

$\lambda = \frac{\mathrm{KL}}{\mathrm{r}}$ لاغری مقطع ستون نسبت به محور بدون مصالح

[1] ضوابط مرتبط با اتصال قطعات بست به مقطع به صورت پیچی و با عملکرد اتکایی در بند ۱۰ـ۲ـ۴ـ۷ـ۱ مبحث دهم ارائه شده است.

$\lambda_i = \frac{L_i}{r_i}$ لاغری مقطع تک ستون r_i شعاع ژیراسیون حداقل ستون برای پروفیل تک

L_i فاصله مرکز به مرکز بست‌ها در امتداد طول عضو K_i برای مقاطع متداول[1] $K_i = 0.86$

در طراحی ستون‌های مرکب با بست‌های موازی بایستی به نکات زیر توجه نمود:

الف) ورق‌های انتهایی که در دو سر عضو فشاری قرار می‌گیرند باید حداقل طولی (در امتداد محور طولی) برابر با فاصله بین مراکز ثقل نیم‌رخ‌های تشکیل‌دهنده عضو فشاری را داشته باشند.

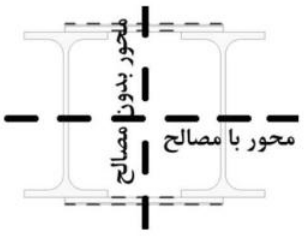
ب) حداقل ضخامت ورق انتهایی $\frac{b}{50}$ در نظر گرفته می‌شود. همچنین این ضخامت نباید از ضخامت سایر بستها کمتر در نظر گرفته شود.

ج) در قسمتهای میانی ستون که نظم بستها به علت تقاطع با عضو دیگر بهم می‌خورد از بست میانی استفاده می‌شود که طول ورق‌های بست میانی باید بیشتر از نصف طول بست‌های انتهایی باشد. در عمل طول این ورق باید به نحوی انتخاب شود که ارتفاع تیر و ارتفاع اتصال زیر و اتصال بالای آن را جوابگو باشد.

د) در این نوشتار، اندیس زیرنویس cn برای ابعاد بست ستون‌ها (connector) به کار رفته است.

۳-۹-۲-۱ مراحل گام‌به‌گام طراحی ستون‌های بست‌دار با بست موازی (ستون دوبل I شکل)

ستون دوبل شکل زیر را در نظر بگیرید. از مقاومت مصالح دانسته می‌شود که محور خمش و محور برش بر یکدیگر عمود هستند، بنابراین لنگر خمشی در راستای x برشی در راستای y ایجاد می‌کند که این برش عمود بر بستها بوده و بر روی بستها تاثیری ندارد. بنابراین بستها برای خمش در راستای محور x اثری ندارند و در محاسبه λ_x هیچ‌گونه اصلاحی صورت نمی‌گیرد و $\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x}$ خواهد بود. ولی در کمانش حول محور y برش در راستای محور x وارد می‌شود که لازم است توسط بست‌هایی که در راستای محور x واقع هستند تحمل شود. بنابراین لاغری برای کمانش نسبت به محور بدون مصالح افزایش خواهد یافت. به این محور اصطلاحاً «محور بدون مصالح مقطع ساخته شده» گفته می‌شود.



شکل ۳۵ـ۳ مقطع ستون با دو محور با مصالح و بدون مصالح

در طراحی ستون‌های بست‌دار، ابتدا ابعاد بست براساس ضوابط آیین‌نامه فرض و سپس بر اساس محاسبات کنترل می‌گردد.

گام ۱: در ستون‌های ترکیبی، نسبت لاغری کمتر و تنش نهایی بیشتر است، بنابراین فرض می‌شود که ابتدا $\phi_c f_{cr} = 1.8 \frac{ton}{cm^2}$ باشد. این فرض به دلیل جبران ضعف ستون حول محور ضعیف آن، از طریق فاصله میان پروفیلها لحاظ شده است.

[1] جهت اطلاع از مقدار ضریب K_i برای مقاطع دوبل نبشی و دوبل ناودانی به بند ۱۰ـ۲ـ۴ـ۷ـ۱ مبحث دهم مراجعه شود.

گام ۲: باتوجه‌به f_{cr} و با استفاده از رابطه $A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}}$، مساحت مقطع به دست می‌آید.

گام ۳: با استفاده از مساحت مورد نیاز برای تک پروفیل، نمره پروفیل از جدول تعیین می‌شود.

گام ۴: با فرض اینکه $\lambda_{max} = \lambda_x$ است، مقدار f_{cr} جدید محاسبه می‌شود.

گام ۵: با فرض اینکه $\lambda_m \leq \lambda_x$ باشد، باتوجه‌به اینکه از لحاظ اجرایی مقدار $\mathrm{L_i}$ در حدود ۴۰ تا ۶۰ سانتیمتر مناسب می‌باشد، $\mathrm{L_i} = 50cm$ فرض می‌شود و مقدار λ_m محاسبه می‌شود. مطابق رابطه زیر r_y را بدست آورده و با جایگذاری در رابطه زیر مقدار b تعیین می‌گردد. با مشخص شدن b مقدار فاصلهٔ پشت تا پشت بال‌ها $b_{col} = b + b_f$ نیز بدست می آید.

$$\lambda_m \leq \frac{KL}{r})_x$$
$$r_y{}^2 = r_{y_i}^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2 \qquad ۳_۱۳$$
$$r_x = r_{xi}$$

b فاصله مرکز ثقل تا مرکز ثقل دو نیمرخ است که برابر بعد عرضی بست در نظر گرفته می‌شود.

r_y شعاع ژیراسیون مقطع حول محور بدون مصالح

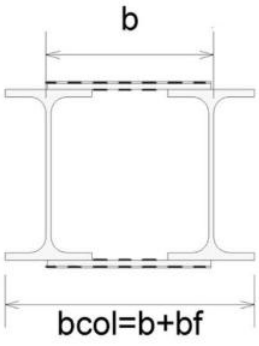
گام ۶: آیین‌نامه ابعاد بست موازی را به‌صورت زیر محدود نموده است:

$$L_{cn} \geq \frac{1}{2}b \qquad ۳_۱۴$$

$$t_{cn} \geq \frac{b}{50} \qquad ۳_۱۵$$

L_{cn} بعد بست در راستای طول ستون (عرض بست)

t_{cn} ضخامت بست



شکل ۳۶ ـ ۳ فاصله ستون‌ها و بعد عرضی ستون

مقدار L_{cn} و t_{cn} باید طوری انتخاب شودکه با شرایط اجرایی همخوانی داشته باشد و مطابق شکل زیر مرکز ثقل جوش بست بر مرکز ثقل نیم‌رخ‌ها منطبق باشد. از نظر اجرایی ضخامت بستها (t_{cn}) معمولا ۴،۵،۶،۸،۱۰،۱۲،۱۵ و ۱۸ میلیمتر انتخاب می‌شود.

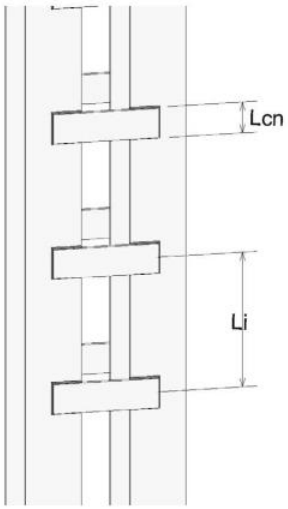
گام ۷: فاصله بین بست‌های موازی (L_i) از رابطه زیر تعیین و با L_i فرض شده قبلی کنترل می‌شود:

$$\lambda_i = \frac{L_i}{r_i} \leq \frac{3}{4} * \lambda_{max} \qquad ۳_۱۶$$

L_i فاصله بین مراکز ثقل بستها

λ_{max} نسبت لاغری تعیین‌کننده کل عضو فشاری

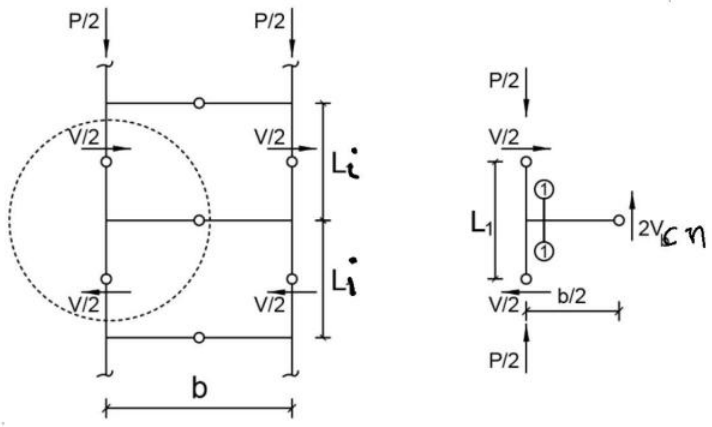
چنانچه L_i فرض شده در ابتدای مسئله (در گام ۵) با L_i حاصل از این مرحله سازگار نبود، لازم است L_i محاسبه شده در این مرحله در گام ۵ قرار گرفته و محاسبات تکرار گردند.



شکل ۳۷ـ۳ فواصل و ابعاد بستها در ستون با بست‌های موازی

گام ۸: ابعاد بست بایستی بر اساس برش و خمش ایجاد شده در مقطع آن کنترل شود.

چنانچه نیروی برش V در امتداد عمود بر محور طولی عضو فشاری به موازات صفحه بستها به ستون وارد شود، تغییر شکل ستون با مقطع مرکب مانند یک قاب پرتال است که با تقریب مناسبی در اواسط بستها و نیز وسط فاصله آزاد هر نیمرخ بین دو بست متوالی مفاصل مجازی مطابق شکل ۳۸ـ۳ تشکیل می‌شود.



ب ـ نمایش نیروهای طراحی بست‌های موازی **الف ـ نمودار آزاد قسمتی از ستون**

شکل ۳۸ـ۳ محل تشکیل مفاصل مجازی در ستون مرکب با بست‌های موازی

$V_{u,cn}$ نیروی برشی ضریبدار موجود در بست‌های موازی در وسط آن است و چون در نمودار آزاد شکل ۳۸ـ۳ـب دو عدد بست در طرفین ستون در تحمل برش مشارکت می‌کنند نیروی برشی به‌صورت $2V_{u,cn}$ نمایش داده شده است. با نوشتن معادله تعادل لنگر برای نمودار آزاد شکل ۳۸ـ۳ـب نیروی $V_{u,cn}$ برابر است با:

$$\frac{V_u}{2} \times L_i = 2V_{u,cn} \times \frac{b}{2}$$
$$V_{u,cn} = \frac{L_i}{2b} V_u$$

۳ـ ۱۷

V_u برش ضریبدار ستون

$V_{u,cn}$ برش ضریبدار بست

لنگر خمشی ضریبدار طراحی بست‌های موازی $M_{u,cn}$ برابر است با:

$$M_{u,cn} = V_{u,cn} \frac{b}{2} = \frac{V_u L_i}{4}$$

۳ـ ۱۸

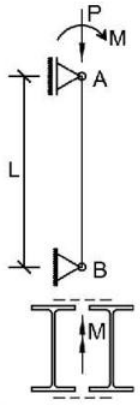
آیین‌نامه مقدار نیروی برشی حداکثر را در ستون مستقل از نسبت لاغری فرض کرده و برای تمام حالات آن را برابر با دو درصد نیروی محوری ستون به علاوه برش ناشی از نیروهای خارجی (در حالتی که ستون به‌صورت تیرستون عمل کند) الزام می‌کند.

$$V_u \leq 0.02P_u + V_{EX-u}$$

۳ـ ۱۹

توجه: در تیر ستون‌ها درصورتی‌که برش ناشی از لنگر خمشی در راستای بستها قرار گیرد، نیروی برشی آنها نیز باید به $0.02P$ اضافه گردد. به طور مثال در تیر ستون شکل زیر برش ناشی از لنگر خمشی M در ستون برابر با عکس‌العمل تکیه گاه A یعنی $(\frac{M}{L})$ است و این نیروی برشی که عمود بر محور خمش است توسط بستها باید تحمل شود.

V_{EX-u}: برش واقعی ستون ناشی از تحلیل لرزه‌ای سازه می‌باشد. بدیهی است چنانچه اتصالات تیرها به ستون از نوع صلب باشد، این برش موجود خواهد بود و چنانچه اتصالات تیر به ستون مفصلی باشد، برش ناشی از زلزله (در ستون) موجود نیست.



شکل ۳۹ـ۳ تیر ستون همراه با لنگر خمشی

۳-۹-۳ کنترل برش و خمش در بست

در صورت استفاده از بست با ضخامت t_{cn} و بعد طولی L_{cn} همواره نیروی برشی بست باید از نیروی نهایی کمتر باشد، بنابراین:

$$V_{u,cn} \le \phi V_{n,cn} = 0.9(0.6f_y)A_{cn}$$
$$A_{cn} = L_{cn}t_{cn}$$
۳ـ۲۰

برای کنترل خمش در بست، از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$M_{u,cn} \le \phi M_{n,cn} = 0.9f_y Z_{cn}$$
$$Z_{cn} = \frac{L_{cn}^2 t_{cn}}{4}$$
۳ـ۲۱

$M_{u,cn}$ لنگر خمشی ضریبدار در هر بست

Z_{cn} اساس مقطع پلاستیک بست مستطیلی نسبت به محور $b-b$ مطابق شکل

گام ۹: اتصال بستها به نیم‌رخ‌های اصلی عضو فشاری باید توسط پیچ، پرچ و یا جوش دور تا دور صورت گیرد، به طوری که هر اتصال در مقابل نیروی برشی طولی (عمود بر امتداد بست) $V_{u,cn} = \frac{L_i}{2b}V_u$ و لنگر خمشی $M_{u,cn} = \frac{V_u L_i}{4}$ مقاوم باشد.

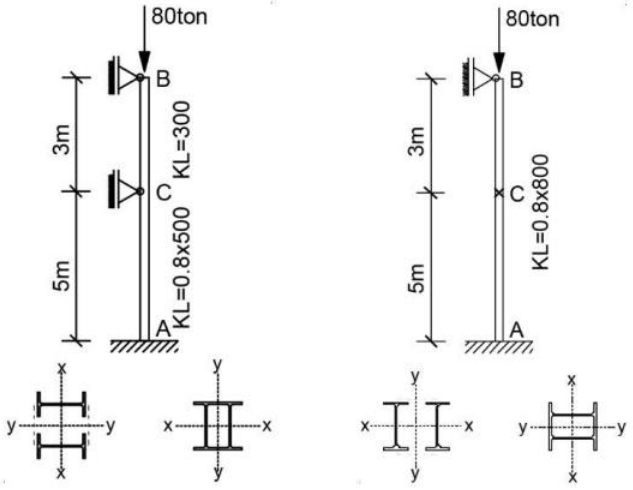
مثال ۳-۸

ستونی مطابق شکل زیر در صفحه‌کاغذ به‌صورت یکسر گیردار و یک سر مفصل است که در مقطع C خود دارای مهار جانبی کمانشی است. وضعیت این ستون در صفحه عمود، نیز به‌صورت یک سر مفصل و یک سر گیردار است که مهار جانبی خود به‌عنوان تکیه‌گاه مفصلی می‌باشد. این ستون تحت اثر بار مرده ۶۰ تن و بار زنده ۳۰ تن قرار دارد. مطلوبست:

الف) انتخاب جهت پروفیل و طرح ستون از $2IPE$ متصل به هم

ب) انتخاب جهت پروفیل و طرح ستون از $2IPE$ فاصله‌دار از هم با استفاده از بست‌های موازی

ج) بدون نیاز به انجام محاسبه، دو حالت الف و ب را مقایسه نمایید.



الف) موقعیت ستون در صفحه موجود **ب) موقعیت ستون در صفحه عمود**

شکل ۴۰ـ۳ وضعیت قرارگیری ستون در دو صفحه عمود برهم

حل الف) طرح ستون از $2IPE$ متصل به هم

گام ۱- تعیین جهت محورهای ستون

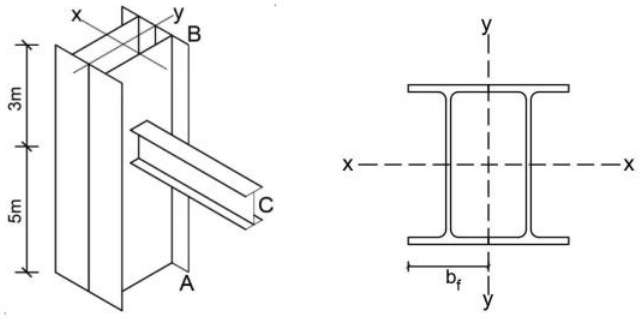
وضعیت ستون در صفحه یک سر گیردار و یک سر فصل $K = 0.8$ و $KL = 640$ سانتیمتر است ولی در صفحه عمود $KL)_{AC} = 400$ و $KL)_{BC} = 300$ سانتیمتر است که KL بیشتر، $KL)_{AC} = 400$ ملاک عمل قرار می‌گیرد.

در انتخاب جهت پروفیل KL بیشتر باید با r بیشتر همراه باشد و چون KL ستون در صفحه بیشتر از KL در صفحه عمود است جهت قوی پروفیل در صفحه و جهت ضعیف آن در صفحه عمود قرار می‌گیرد.

در نتیجه:

$$L_x = 800cm\,, K_x = 0.8 \rightarrow K_x L_x = 640cm$$

$$\left.\begin{matrix} L_y^{AC}=500cm\,, K_y^{AC}=0.8 \rightarrow K_y L_y^{AC}=400cm \\ L_y^{BC}=300cm\,, K_y^{BC}=1.0 \rightarrow K_y L_y^{BC}=300cm \end{matrix}\right\rangle \rightarrow K_y L_y = 400cm$$



شکل ۴۱ـ۳ نمایش مقطع ستون

گام ۲- نتایج تحلیل سازه و محاسبه بار محوری ضریبدار ستون

P_u ناشی از ترکیبات بارگذاری طبق ترکیب بار زیر محاسبه می‌شود:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 60 + 1.6 \times 30 = 120\ ton$$

گام ۳- تعیین مقطع اولیه ستون

$$\phi_c f_{cr} = 1.6 \frac{ton}{cm^2}$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{120}{1.8} = 66.66cm^2 \rightarrow A_i \geq 33.33cm^2$$

با سطح مقطع بدست آمده $IPE24$ به‌عنوان مقطع قابل کنترل انتخاب می‌گردد.

$$IPE24: b_f = 12cm, A = 39.1cm^2, r_x = 9.97cm, r_y = 2.69cm$$

گام ۴- محاسبه لاغری دو محور و تعیین لاغری بحرانی

محاسبه مشخصات مقطع ستون در دو محور اصلی

$$r_x = r_{xi} = 9.97cm$$
$$r_y = \sqrt{{r_{yi}}^2 + (\frac{b_f}{2})^2} = \sqrt{2.69^2 + 6^2} = 6.58cm$$
$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{640}{9.97} = 64.2$$
$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{400}{6.58} = 60.8$$
$$\lambda_{max} = \lambda_x = 64.2$$

گام ۵- محاسبه تنش بحرانی

$$\lambda_{max} = 64.2 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$
$$f_e = 4.88\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 1.95\frac{ton}{cm^2} \rightarrow \phi_c f_{cr} = 1.76\frac{ton}{cm^2}$$

فرض اولیه برای $\phi_c f_{cr} \cong 1.8$ مناسب بوده است.

گام ۶- کنترل ظرفیت محوری ستون

$$\phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.95 \times 78.2 = 137.5\ ton$$
$$P_u = 120ton < 137.5\ ton\ O.K.$$
$$\frac{P_u}{\phi_c f_{cr} A_g} = \frac{120}{137.5} = 87\%$$

از ۸۷ درصد ظرفیت محوری ستون استفاده شده و مناسب است.

حل ب) طرح ستون از $2IPE$ فاصله‌دار

گام ۷- تعیین جهت محورهای ستون

در این قسمت باتوجه‌به اینکه KL ستون در صفحه بیشتر از KL ستون درصفحه عمود است، جهت قوی پروفیل در صفحه قرار می‌گیرد. در ستون‌های قید دار جهت قوی جهتی است که در آن، جان نیم‌رخ‌ها از هم فاصله دارد. با افزایش این فاصله شعاع ژیراسیون افزایش می‌یابد و KL بیشتر با r بیشتر همراه خواهد بود.

$$\left.\begin{matrix} L_x^{AC}=500cm\ ,K_x^{AC}=0.8\rightarrow K_x L_x^{AC}=400cm \\ L_x^{BC}=300cm\ ,K_x^{BC}=1.0\rightarrow K_x L_x^{BC}=300cm \end{matrix}\right\} \rightarrow K_x L_x = 400cm$$
$$L_y = 800cm\ , K_y = 0.8 \rightarrow K_y L_y = 640cm$$

گام ۸- نتایج تحلیل سازه و محاسبه بار محوری ضربیدار ستون

گام ۹- تعیین مقطع اولیه ستون

با فرض $\phi_c f_{cr} = 1.8\frac{ton}{cm^2}$ سطح مقطع اولیه بدست می آید:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{120}{1.8} = 66.66cm^2, A_i \geq 33.33cm^2$$

$IPE22: A = 33.4cm^2, b_f = 11cm, I_x = 2772cm^4, I_y = 205cm^4, r_x = 9.11cm,$
$r_y = 2.48cm, t_w = 0.59cm$

گام ۱۰- محاسبه لاغری دو محور و تعیین لاغری بحرانی

لاغری ستون حول محور با مصالح:

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{400}{9.11} = 43.9$$

لاغری فرضی ستون، حول محور بدون مصالح (بدون اعمال اثر نیروی برشی):

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1\times 640}{\sqrt{2.48^2+\left(\frac{b}{2}\right)^2}}$$

لاغری افزایش یافته ستون، حول محور بدون مصالح:

$$\lambda_m = \sqrt{\lambda^2 + (\frac{\mathrm{K_i L_i}}{\mathrm{r_i}})^2} = \sqrt{{\lambda_y}^2 + \left(0.86 \times \frac{L_i}{2.48}\right)^2}$$

ازآنجاکه مقدار λ_m معلوم نیست، لاغری ماکزیمم مقطع برابر لاغری محور با مصالح فرض می‌گردد.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_m) = \lambda_x = 43.9$$

این فرض در مرحله محاسبه ابعاد بستها، کنترل می‌شود.

گام ۱۱- محاسبه تنش بحرانی

$$\lambda_{max} = 43.9 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = 10.44\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.18\frac{ton}{cm^2} \rightarrow \phi_c f_{cr} = 1.96\frac{ton}{cm^2}$$

فرض اولیه برای $\phi_c f_{cr} \cong 1.8$ مناسب بوده است ولی در صورت نیاز، روند اصلاح آن بدین صورت خواهد بود:

$$A_g^* \geq \frac{P_u}{\phi_c f_{cr}} = \frac{120}{1.96} = 61.22cm^2 \rightarrow A_i^* \geq 30.61cm^2\ OK$$

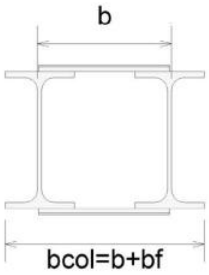
مقطع انتخاب شده قبلی، پاسخگو می‌باشد.

$IPE22: A = 33.4cm^2, b_f = 11cm, I_x = 2772cm^4, I_y = 205cm^4, r_x = 9.11cm,$
$r_y = 2.48cm, t_w = 0.59cm$

گام ۱۲- کنترل ظرفیت محوری ستون

$$P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g$$
$$\phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 2.18 \times 66.8 = 131.1 \text{ ton}$$
$$P_u = 120ton < \phi_c f_{cr} A_g = 131.1ton\ O.K.$$

گام ۱۳- محاسبه فاصله مقاطع ستون مرکب b



فرض گردید لاغری ماکزیمم مقطع برابر لاغری محور با مصالح است.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_m) = \lambda_x = 43.9$$

لاغری افزایش یافته ستون حول محور بدون مصالح:

$$\lambda_m = \sqrt{\lambda^2 + (\frac{K_i L_i}{r_i})^2} = \sqrt{{\lambda_y}^2 + \left(\frac{0.86 \times L_i}{2.48}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1 \times 640}{\sqrt{2.48^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}}\right)^2 + \left(0.86 \times \frac{L_i}{2.48}\right)^2} \leq \lambda_x$$

با فرض مقدار L_i می‌توان مقدار b را محاسبه نمود. فاصله بستها $L_i = 50cm$ فرض می‌شود.

$$L_i = 50cm$$

$$\lambda_m = \sqrt{\frac{640^2}{2.48^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2} + \left(0.86 \times \frac{50}{2.48}\right)^2} \leq \lambda_x = 43.9 \rightarrow b \geq 31.3cm$$

$$b_{col} = b + b_f \geq 31.3 + 11 = 42.3 \rightarrow b_{col} = 43cm$$

مقدار پشت تا پشت بال b_{col} به جهت سهولت اجرا، به‌صورت روند (مضربی از ۱۰ میلیمتر) انتخاب می‌گردد.

$$b = b_{col} - b_f = 43 - 11 = 32cm$$

کنترل لاغری ماکزیمم مقطع:

$$\lambda_m = \sqrt{\frac{640^2}{2.48^2 + \left(\frac{32}{2}\right)^2} + \left(0.86 \times \frac{50}{2.48}\right)^2} = 43.2 \leq \lambda_x = 43.9\ OK$$

گام ۱۴- کنترل ابعاد بست

فاصله بستها $L_i = 50cm$ فرض می‌شود.

$$L_i = 50cm$$

$$\frac{L_i}{r_i} = \frac{50}{2.48} = 20.2 < 40\ OK$$

$$L_{cn} \geq \frac{b}{2} = \frac{32}{2} = 16cm \rightarrow L_{cn} = 16cm$$

$$t_{cn} \geq \frac{b}{50} = \frac{32}{50} = 0.64cm \rightarrow t_{cn} = 0.8cm$$

تعیین فاصله مراکز بستها:

$$\frac{L_i}{r_i} = \frac{50}{2.48} = 20.16 \leq \frac{3}{4}\lambda_{max} = \frac{3}{4} \times 43.9 = 32.92\ OK$$

$use\ PL\ 29x15x0.6cm\ @\ 50cm$

گام ۱۵- کنترل بست برای خمش و برش:

با کنترل خمش و برش، نیروی برشی ستون (V_u)، نیروی برشی بست (V_{cn}) و لنگر بست (M_{cn}) بدست می آید:

$$V_u = 0.02P_u = 0.02 \times 120ton = 2.4ton$$
$$V_{u,cn} = \frac{L_i}{2b}V_u = \frac{50}{2\times32} \times 2.4 = 1.88ton$$
$$V_{u,cn} \le 0.9\big(0.6f_y\big)A_{cn} = 0.9 * 0.6f_y * (L_{cn} * t_{cn})$$
$$V_{u,cn} = 1.88ton \le 0.9 \times 1.440 \times (15 \times 0.6) = 11.66ton\ OK$$
$$M_{u,cn} \le \phi M_{n,cn} = 0.9f_yZ_{cn}$$
$$M_{u,cn} = \frac{V_uL_i}{4} = \frac{2.4\times50}{4} = 30ton.cm$$
$$Z_{cn} = \frac{L_{cn}^2t_{cn}}{4} = \frac{16^2\times0.8}{4} = 51.2cm^3$$
$$M_{u,cn} = 30ton.cm \le 0.9f_yZ_{cn} = 0.9 \times 2.4 \times 51.2 = 110.6\ ton.cm\ OK$$

باتوجه‌به اختلاف نسبتاً زیاد نیروی برشی و مقاومت برشی و همچنین ممان و مقاومت خمشی بستها، می‌توان ابعاد آنها راکاهش داد و یا فواصل بستها را زیاد نمود. در این مسئله چون حداقل ابعاد برای بستها انتخاب شده است، فقط می‌توان فواصل بستها را زیاد نمود.

حل ج)

با مقایسه دو حالت الف و ب نتیجه می‌شود که استفاده از ستون بست‌دار موجب کاهش نمره پروفیل شده است. زیرا با افزایش شعاع ژیراسیون و فاصله پروفیلها از تار خنثی، لاغری کاهش می‌یابد. بنابراین در ستون بست‌دار، از ظرفیت مقطع به نحو بهتری استفاده شده و طرح اقتصادی‌تر است.

۳-۹-۳-۲ مراحل گام‌به‌گام طراحی ستون‌های مرکب با بست‌های مورب (ستون دوبل I شکل)

در این قسمت نکات طراحی برای بست‌های چپ و راست ساده و بست‌های چپ و راست دوبل ارائه می‌شود:

گام ۱: مشابه مراحل طراحی ستون‌های مرکب با بست موازی تا گام ۵ پیش رفته و b تعیین می‌شود.

گام ۲: تعیین زاویه امتداد بستها با محور طولی ستون (θ)، که برای بست تکی از ۶۰ درجه و برای بست‌های دوبل از ۴۵ درجه نباید کمتر باشد.

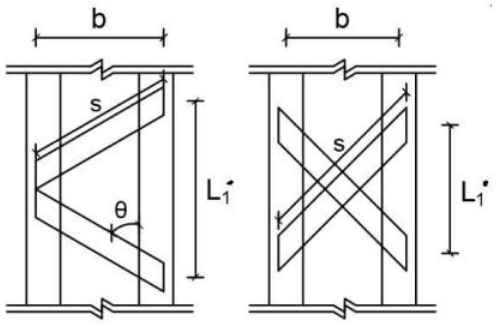
گام ۳: طول بست‌های مورب (چه ساده و چه دوبل) از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$S = \frac{b}{sin\theta} \qquad \text{۳ـ۲۲}$$

S طول مایل بست

θ زاویه بست با محور ستون

گام ۴: مطابق شکل زیر فواصل بستها در دو حالت ساده و دوبل تعیین می‌شود:



شکل ۴۲ـ۳ وضعیت بست‌ها در دو حالت ساده و دوبل

برای ستون‌ها با بست چپ و راست ساده، فاصله بین بستها از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$L_i = 2s\cos\theta \qquad \text{۳ـ۲۳}$$

برای ستون‌های با بست چپ و راست دوبل، فاصله بین بستها از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$L_i = s\cos\theta \qquad \text{۳ـ۲۴}$$

فاصله بین بست‌های موازی (L_i) از رابطه زیر تعیین و با L_i فرض شده قبلی کنترل می‌شود:

$$\lambda_i = \frac{L_i}{r_i} \le \frac{3}{4} * \lambda_{max} \qquad \text{۳ـ۲۵}$$

L_i فاصله بین مراکز ثقل بست‌ها

λ_{max} نسبت لاغری تعیین‌کننده کل عضو فشاری

چنانچه L_i فرض شده در ابتدای مسئله (در گام ۵) با L_i حاصل از این مرحله سازگار نبود، لازم است L_i محاسبه شده در این مرحله در گام ۵ قرار گرفته و محاسبات تکرار گردند. همچنین اگر فاصله بین اتصالات دو سر بست بیش از ۴۰ سانتیمتر باشد، بهتر است که بستها به‌صورت دوبل در نظر گرفته شوند و یا از نیمرخ نبشی طراحی گردند.

گام ۵: برای تعیین ضخامت بست، آیین‌نامه لاغری بست‌های چپ و راست ساده را به ۱۴۰ محدود می‌کند. برای بست‌های چپ و راست دوبل این نسبت نباید از ۲۰۰ بیشتر شود.

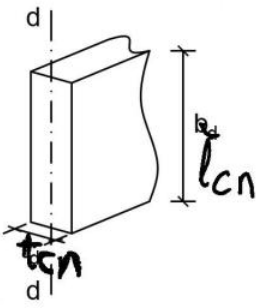
بست چپ و راست ساده:

$$\frac{s}{r_{cn}} \le 140 \qquad \text{۳ـ۲۶}$$

بست چپ و راست دوبل:

$$\frac{s}{r_{cn}} \le 200 \qquad \text{۳ـ۲۷}$$

r_{cn} شعاع ژیراسیون بست حول محور ضعیف خود



شکل ۴۳ـ۳ مقطع بست مورب

$$r_{cn} = \sqrt{\frac{I_{cn}}{A_{cn}}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}L_{cn}{t_{cn}}^3}{L_{cn}t_{cn}}} = \sqrt{\frac{1}{12}}t_{cn} = 0.29t_{cn} \qquad ۳ـ۲۸$$

t_{cn} ضخامت بست

r_{cn} شعاع ژیراسیون بست نسبت به محور ضعیف خود یعنی محور d

با استفاده از مقدار بدست آمده از رابطهٔ فوق مقدار t_{cn} بدست می‌آید.

گام ۶: لاغری بست (λ_{cn}) از رابطه زیر تعیین می‌شود. طول آزاد برای محاسبه لاغری بست‌های اتصالی که در فشار قرار دارند، در بست‌های چپ و راست ساده برابر با فاصله بین اتصالات دو سر آنها به عضو فشاری و در بست‌های چپ و راست دوبل ۷۰ درصد این فاصله در نظر گرفته می‌شود.

$$\lambda_{cn} = \frac{K_{cn} \times s}{r_{cn}} \; ; K_{cn} = \begin{cases} 1 & \text{بست ساده} \\ 0.7 & \text{بست دوبل} \end{cases} \qquad ۳ـ۲۹$$

λ_{cn} لاغری بست

گام ۷: تنش فشاری $f_{cr,cn}$ برای بستها که از جدول یا رابطه تعیین می‌شود.

گام ۸: نیروی فشاری نهایی در هر بست از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P_{u,cn} = \frac{V_u}{n \sin\theta} \qquad ۳ـ۳۰$$

V_u برش ضریبدار ستون

$P_{u,cn}$ نیروی فشاری ضریبدار موجود در هر بست

n تعداد بست‌های موجود در مقطع ستون، برای بست چپ و راست ساده $n = 2$ و برای بست چپ و راست دوبل $n = 4$

گام ۹: با تعیین نیروی نهایی بستها و مقایسه آن با تنش فشاری طبق رابطه زیر عرض بست تعیین می‌شود.

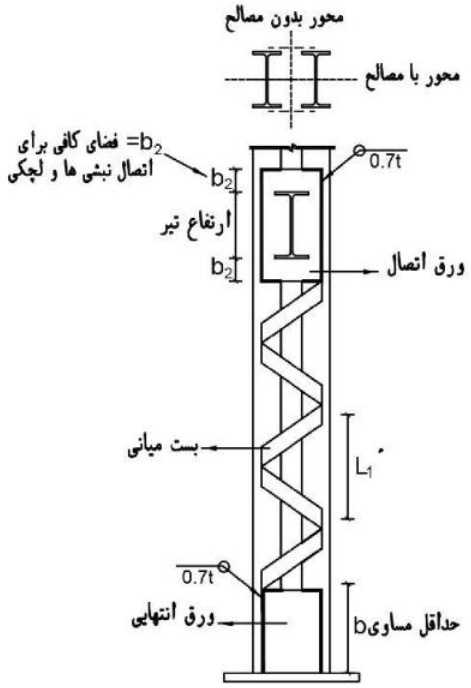
$$P_{u,cn} \le \phi_c P_{n,cn} = \phi_c f_{cr,cn}(t_{cn}L_{cn}) \Rightarrow L_{cn} \ge \frac{P_{u,cn}}{t_{cn}\phi_c f_{cr,cn}} \qquad ۳ـ۳۱$$

$\phi_c = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

L_{cn} بعد بست در راستای طول ستون (عرض بست)

توجه: در ساختمان‌های چند طبقه، بستها برای پایین‌ترین طبقه محاسبه شده و در کل ارتفاع با همان مشخصات استفاده می‌شوند.

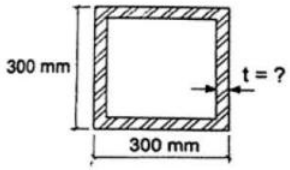
مشخصات ورق‌های انتهایی و میانی در این حالت مشابه ستون‌های با بست موازی است و ضخامت ورق‌های انتهایی نباید از $\frac{1}{40}$ فاصله بین دو خط اتصال دو طرف آن کمتر شود. در شکل زیر نحوه قرارگیری و سایر مشخصات بست‌های میانی و انتهایی در یک ستون مرکب با بست‌های مورب نشان‌داده‌شده است.



شکل ۴۴ـ۳ چگونگی قرارگیری بست های میانی و انتهایی در ستون‌های با بست چپ و راست

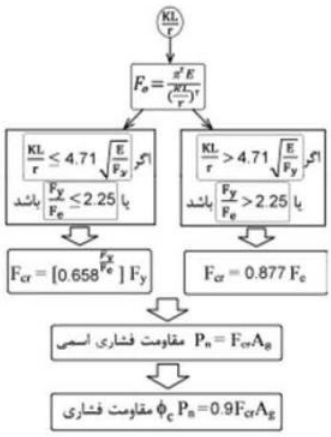
۳-۱۰ تست‌های فصل سوم

۱. ستون فولادی با مقطع جعبه ای مربع شکل با ضخامت یکنواخت به طول ۶ متر که شرایط تکیه‌گاهی آن دو سر مفصل است. تحت اثر بار نهایی 800KN قرار دارد. با فرض این که پهنای کلی مقطع 300mm است و از فولاد S235 با Fy=235MPa در ساخت آن استفاده شود، حداقل ضخامت لازم برای مقطع تحت اثر بار وارده بر حسب میلیمتر به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات، مهر ۹۸)



الف) ۴ mm ب) ۶ mm ج) ۸ mm د) ۱۰ mm

گزینه ج



گزینه ۲ و ۳ (سطح سوال متوسط)

اگر مقطع را یک جدارنازک فرض کنیم، ممان اینرسی آن از رابطه

$I=\left(\frac{a^4}{12}\right)'=\frac{a^3a'}{3}=\frac{a^3\times 2t}{3}=\frac{2}{3}a^3t$ بدست می آید که

در آن a بعد متوسط مقطع می باشد. اگر فرض کنیم پاسخ $8mm$ خواهد بود

بعد متوسط برابر $a=300-8=292$ خواهد بود.

$$r=\sqrt{\frac{I}{A}}\cong\sqrt{\frac{\frac{2}{3}\times a^3t}{4\times at}}=\frac{a}{\sqrt{6}}=\frac{292}{\sqrt{6}}=119 \quad \rightarrow \frac{KL}{r}=\frac{1\times 6000}{119}=50.4$$

$$\rightarrow F_e=\frac{3.14^2\times 200000}{50.4^2}=776 \rightarrow F_{cr}=\left[0.658^{\left(\frac{235}{776}\right)}\right]235=207MPa$$

$$\rightarrow \varphi P_{nc}=0.9\times 207\times(4\times 292t)=217598t$$

نیروی وارد بر مقطع باید کمتر از مقاومت آن باشد:

$$P_u<\varphi P_{nc} \quad \rightarrow \quad 800000<217598t \quad \rightarrow \quad t>3.67\,mm$$

ضخامت هایی مانند $4mm$ و یا $6mm$ برای ستون باکس بسیار کم است و در صورت استفاده از این ضخامت ها برای ستونها $300x300$ کمانش موضعی رخ خواهد داد. بنابراین باید کمانش موضعی باید کنترل شود:

جدول ۱۰-۲-۲-۲ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

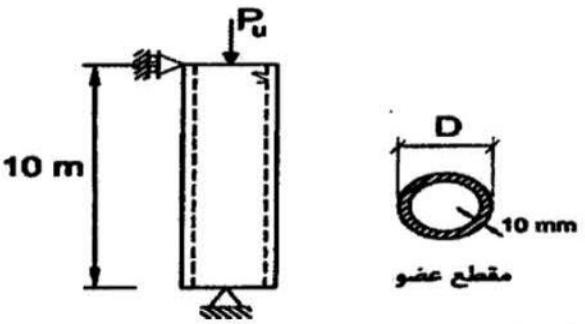
حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	(لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{b}{t}<1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}=40.84 \quad \rightarrow \quad \frac{300-2t}{t}<40.84 \quad \rightarrow \quad t>7\,mm$$

- پاسخ بدست آمده برابر $t_{min}=7\,mm$ می باشد که به هر دو گزینه ۲ و ۳ **به یک میزان نزدیک است!**

۲. **در عضو فشاری غیر باربر لرزه ای شکل زیر بدون توجه به میزان بار مرده، حداکثر و حداقل قطر قابل قبول برای مقطع به ترتیب به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات، بهمن ۹۷)**

Fy=240MPa E=2*10^5 Mpa Fu=370 MPa



اگر قطر ستون خیلی کم شود، سایز مقطع کاهش یافته و لاغری ستون افزایش می یابد. لاغری ستون نباید از ۲۰۰ فراتر رود:

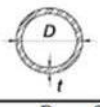
$$\frac{kL}{r} < 200 \rightarrow \frac{1 \times 10000}{r} < 200 \rightarrow r > 50\,mm \rightarrow \sqrt{\frac{I}{A}} > 50$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{\pi R^3 t}{2\pi R t}} > 50 \rightarrow \frac{R}{\sqrt{2}} > 50 \rightarrow R > 70\,mm \rightarrow D_{ave} > 140\,mm$$

$$\rightarrow D = D_{ave} + 10^{mm} \rightarrow D > 150\,mm$$

از طرفی اگر قطر بیش از اندازه افزایش یابد، مقطع غیر فشرده محسوب می شود و کمانش موضعی می کند.

جدول ۱۰-۲-۲-۲ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت λ_r (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۹	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0/11\frac{E}{F_y}$	

$$\frac{D}{t} < \frac{0.11E}{F_y} = 91.666 \rightarrow D < 916.7\,mm$$

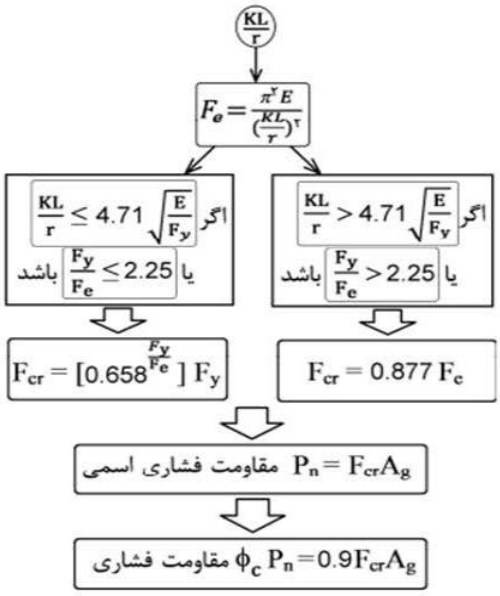
۱) مقدار مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، در مرز کمانش خمشی غیر الاستیک و الاستیک به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات، مهر ۹۸)

1) $0.35\,A_g F_y$
2) $0.39\,A_g F_y$
3) $0.44 A_g F_y$
4) $0.877 A_g F_y$

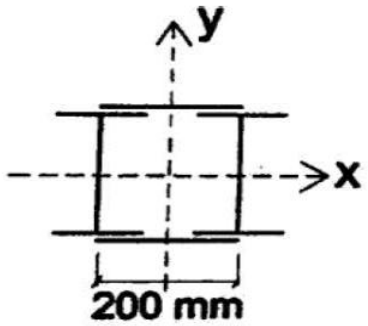
$$\frac{kL}{r} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \quad \varphi P_n = \varphi F_{cr} A_g = 0.9 \times (0.877F_e)A_g = 0.9 \times \left(0.877 \times 0.4444F_y\right)A_g \Bigg\} \varphi P_n = 0.35A_gF_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 0.4444F_y$$

- به جای محاسبات فوق می توان از جداول مربوط به مقاومت فشاری نیز استفاده کرد.



۲) ستونی از مقطع دوبل 2IPE300 که به فاصله ۲۰۰ میلیمتر از هم قرار دارند، با بست های موازی (که با جوش به ستون متصل شده‌اند) با فاصله های محور به محور ۱٫۴۰ متر از هم ساخته شده است. طول ستون ۵٫۵ متر است و در دو جهت مهارشده است. برای تعیین مقاومت فشاری اسمی ستون ناشی از حالت حدی کمانش خمشی، مقدار نسبت لاغری طراحی ستون به کدام گزینه نزدیکتر می‌باشد؟ (محاسبات، بهمن ۹۷)



۱) ۳۶ ۲) ۴۴ ۳) ۵۲ ۴) ۶۳

ابتدا باید لاغری ستون حول دو محور محاسبه شود و سپس به جهت بست دارد بودن لاغری حول محور y آن اصلاح شود.

مشخصات مقطع تک IPE300:

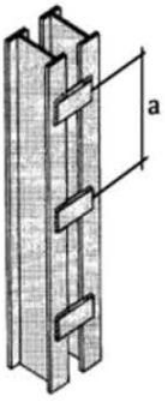
$$A = 5380\ mm^2$$
$$I_x = 8366 \times 10^4\ mm^4$$
$$I_y = 604 \times 10^4\ mm^4$$
$$r_x = 124.6\ mm$$
$$r_y = 33.5\ mm$$

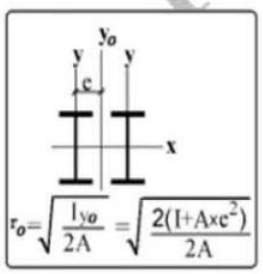
$$r_{yo} = \sqrt{\frac{I_{yo}}{2A}} = \sqrt{\frac{2(604 \times 10^4 + 5380 \times 100^2)}{2 \times 5380}} = 105.46\ mm$$

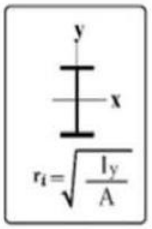
$$\left(\frac{kL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 5500}{124.6} = \mathbf{44.14} \qquad \left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 5500}{\sqrt{\frac{I_{yo}}{2A}} = 105.6} = 52.15$$

$$\frac{a}{r_i} = \frac{1400}{33.5} = 41.79 > 40 \rightarrow \left(\frac{kL}{r}\right)_{ym} = \sqrt{52.15^2 + (0.86 \times 41.79)^2} = \mathbf{63.33}$$

$$\frac{kL}{r} = Max\begin{Bmatrix}44.14\\63.22\end{Bmatrix} = 63.33$$







ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آنها اتصال قطعات میانی متصل‌کننده به اجزای مختلف مقطع به صورت جوشی و یا پیچی با عملکرد اصطکاکی می‌باشد، ضریب لاغری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده (محور عمود بر صفحهٔ بست در اعضای فشاری ساخته شده با بست)، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$\frac{a}{r_i} \le ۴۰ \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۲۰\text{-}۴\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

$$\frac{a}{r_i} > ۴۰ \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^۲ + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^۲} \qquad (۲۱\text{-}۴\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

در روابط فوق:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ - ضریب لاغری اصلاح شدهٔ عضو فشاری ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ - ضریب لاغری مقطع ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

K_i - ۰/۵ برای مقطع نبشی پشت به پشت

= ۰/۷۵ برای مقطع ناودانی پشت به پشت

= ۰/۸۶ برای سایر مقاطع

۳) مقاومت فشاری اسمی یک ستون فولادی به طول ۳/۲ متر از ناودانی UNP300 بر اساس حالت حدی کمانش خمشی – پیچشی بر حسب کیلونیوتن کدام است؟ ضریب طول مثر این ستون برای کمانش حول محور تقارن مقطع آن برابر ۱/۸، عمود بر محور تقارن مقطع برابر ۱ و حول محور طولی عضو برابر ۱ است. (محاسبات، بهمن ۹۷)

۱) ۱۰۷۵ ۲) ۹۶۸ ۳) ۷۶۰ ۴) ۶۸۵

گزینه؟ (سطح سوال: سخت). در این سوال Fy ارائه نشده و نمی توان سوال را حل کرد. با فرض Fy=240 خواهیم داشت:
با توجه به اینکه مقطع نور شده می باشد، می توان مشخصات آنرا از جدول اشتایل استخراج کرد.

$$C_{w-UNP300} = 68970 \times 10^6\ mm^6\ , A_g = 5880\ mm^2, y_0 = 54.1\ mm,$$
$$r_x = 117\ mm, \quad r_y = 29\ mm, \quad I_x = 495 \times 10^4, I_y = 8030 \times 10^4, J = 38.7 \times 10^4\ mm^4$$

با توجه به شکل زیر (جزوه فولاد ویرایش ۹۷) داریم:

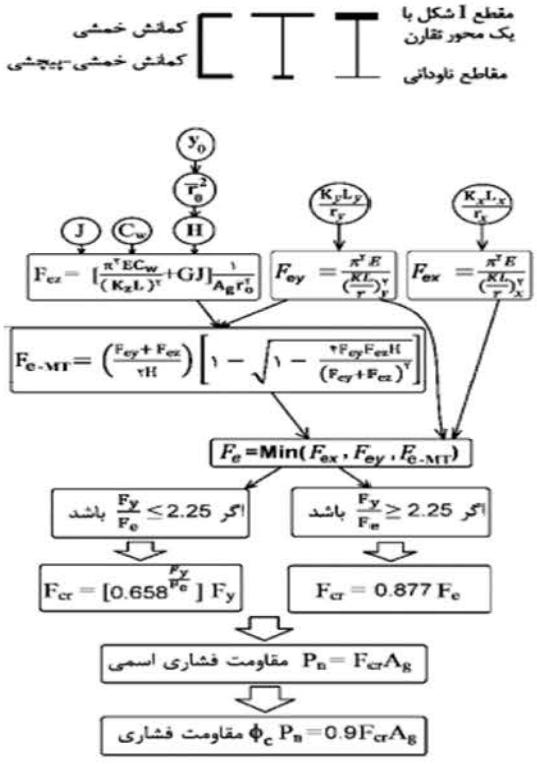
$$r_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 17425 \rightarrow \quad H = 1 - \frac{y_0^2}{r_0^2} = 0.83$$

$$\rightarrow F_{ez} = \left[\frac{3.14^2 \times 200000 \times 68970 \times 10^6}{3200^2} + \frac{200000}{2.6} \times 38.7 \times 10^4\right] \frac{1}{5880 \times 17425} = 420\ MPa$$

$$\rightarrow F_{ey} = \frac{3.14^2 \times 200000}{\left(\frac{3200}{29}\right)^2} = 162\ MPa\ , \qquad F_{ex} = \frac{3.14^2 \times 200000}{\left(\frac{1.8 \times 3200}{117}\right)^2} = 814\ MPa$$

$$F_{e-MT} = \frac{162 + 420}{2 \times 0.83}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 162 \times 420 \times 0.83}{(162 + 420)^2}}\right] = 148\ MPa \qquad \rightarrow F_e = 148 MPa$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right)F_y = 121\ MPa \quad \rightarrow \ P_n = 121 \times 5880 = 716\ kN$$



۱- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_xL}{r_x}, \ \frac{K_yL}{r_y}\right) < 200$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی حول محور y و x

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_yL}{r_y}\right)^2} \quad F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_xL}{r_x}\right)^2}$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی

۳-۱- محاسبه ثابت تایدگی:

$$C_w = \frac{h_0^2\, t_f}{12}\left(\frac{b_1^3\, b_2^3}{b_1^3 + b_2^3}\right)$$

۳-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

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

۳-۳- محاسبه شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش و ثابت H:

$$y_0 = h_0 \frac{b_1^3}{b_1^3 + b_2^3} \qquad r_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \qquad H = 1 - \frac{y_0^2}{r_0^2}$$

۳-۴- محاسبه تنش کمانش پیچشی:

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_zL)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{A_g r_0^2}\right)$$

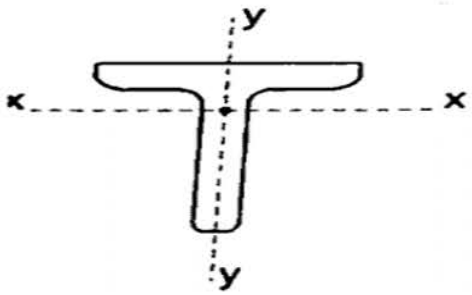
۳-۵- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی:

$$F_{e-MT} = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right]$$

۴- محاسبه تنش کمانشی

$$F_e = Min(F_{e-MT}\ ,\ F_{ex},\ \ F_{ey})$$

۴) مقاومت فشاری طراحی یک عضو محوری با مقطع سپری باید بر اساس کوچک ترین مقدار بدست آمده از کدام یک از حالت های حدی زیر تعیین شود؟ (محاسبات اردیبهشت ۹۷)



۱) کمانش خمشی حول محور x و کمانش خمشی – پیچشی حول محور y و z

۲) کمانش خمشی ـ پیچشی حول محور x، y و z

۳) کمانش خمشی حول محور y و کمانش خمشی ـ پیچشی حول محورهای x و z

۴) کمانش خمشی حول محور x، کمانش خمشی حول محور y و کمانش پیچشی حول محور z

موارد زیر باید منظور شود:

کمانش خمشی حول محور x کمانش خمشی حول محور y کمانش خمشی – پیچشی حول محورهای y و z

جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

ردیف	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۶	• مقاطع سپری		• کمانش خمشی • کمانش خمشی- پیچشی

۱۰-۲-۴-۵ کمانش پیچشی و کمانشی خمشی– پیچشی

الف) برای اعضای فشاری با مقطع سپری و نبشی جفت بر اساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی

$$F_{cr}=\left(\frac{F_{cry}+F_{crz}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry}+F_{crz})^2}}\right] \qquad (۱۰-۲-۴-۵)$$

ب) برای سایر مقاطع، F_e باید بر اساس روابط ۱۰-۲-۴-۲ یا ۱۰-۲-۴-۳ و تنش کمانش الاستیک (F_e) بر اساس حالت‌های حدی کمانش پیچشی یا کمانش خمشی- پیچشی به شرح زیر تعیین شود.

ب-۱) برای مقاطع دارای دو محور تقارن و بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی.

$$F_e=\left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_zL)^2}+GJ\right]\left(\frac{1}{I_x+I_y}\right) \qquad (۱۰-۲-۴-۷)$$

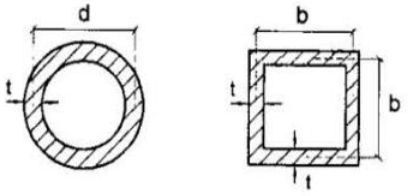
ب-۲) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آنها y نامگذاری شده است، بر اساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی

$$F_e=\left(\frac{F_{ey}+F_{ez}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey}+F_{ez})^2}}\right] \qquad (۱۰-۲-۴-۸)$$

ب-۳) برای مقاطع نامتقارن، بر اساس حالت حدی کمانشی خمشی–پیچشی F_e عبارت است از کوچکترین ریشه معادله درجه سوم زیر:

$$(F_e-F_{ex})(F_e-F_{cy})(F_e-F_{ez})-F_e^2(F_e-F_{cy})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2-F_e^2(F_e-F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2=0 \qquad (۱۰-۲-۴-۹)$$

۵) فرض کنید در یک ستون دو سر مفصل فولادی به طول حالت حدی کمانش خمشی الاستیک تعیین‌کننده مقاومت محوری فشاری طراحی آن است ($Fe < 0.44Fy$) به ازای کدام یک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی عضو مذکور برای هر دو مقطع جدار نازک نشان‌داده‌شده در شکل زیر تقریبا یکسان است؟ ($Fy=240\ MPa$) (محاسبات، مهر ۹۶)



1) d= 1.44b

2) d = 1.20 b

3) d = 1.27 b

4) d = 1.33 b

$$(F_{cr}A_g)_{\text{لوله}} = (F_{cr}A_g)_{\text{باکس}} \quad \rightarrow \quad (0.877F_eA_g)_{\text{لوله}} = (0.877F_eA_g)_{\text{باکس}}$$

$$\rightarrow \quad \left(\left(\frac{\pi^2E}{\lambda^2}\right)A_g\right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{\pi^2E}{\lambda^2}\right)A_g\right)_{\text{باکس}}$$

$$\left(\frac{A_g}{\lambda^2}\right)_{\text{لوله}} = \left(\frac{A_g}{\lambda^2}\right)_{\text{باکس}} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{A_g}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}\right)_{\text{لوله}} = \left(\frac{A_g}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}\right)_{\text{باکس}} \quad \rightarrow \quad (r^2A_g)_{\text{لوله}} = (r^2A_g)_{\text{باکس}}$$

$$\rightarrow \quad \left(\left(\frac{I}{A_g}\right)A_g\right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{I}{A_g}\right)A_g\right)_{\text{باکس}} \quad \rightarrow \quad (I)_{\text{لوله}} = (I)_{\text{باکس}}$$

ممان اینرسی مقطع جدارنازک برابر مشتق ممان اینرسی مقطع توپر است:

$$\rightarrow \quad \left(\frac{\pi r^4}{4}\right)' = \left(\frac{b^4}{12}\right)' \quad \rightarrow \quad \pi r^3 r' = \frac{b^3 b'}{3} \quad \rightarrow \quad \pi r^3 t = \frac{b^3(2t)}{3}$$

$$\rightarrow \quad r^3 = \frac{2b^3}{3\pi} \quad \rightarrow \quad r = 0.596b \quad \rightarrow \quad rd = 1.193b$$

۱۰-۲-۴-۴ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr}A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

F_{cr}= تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \le ۲/۲۵$ باشد:

$$F_{cr} = [۰/۶۵۸^{\frac{F_y}{F_e}}]\, F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > ۲/۲۵$ باشد:

$$F_{cr} = ۰/۸۷۷\, F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2}$$

۶) حداکثر بار محوری نهایی قابل تحمل توسط یک ستون با مقطع IPE220 تک و دارای ۴ متر و واقع در یک ساختمانی که در هر دو راستای اصلی آن از مهاربند استفاده شده است. فقط از منظر کمانش خمشی، به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است $(Fy = 240\ MPa)$؟

1) 250KN 2) 200KN 3) 150KN 4) 100kN

۱- محاسبه r (جدول اشتایل)

$$r_x = 91.1 \qquad r_y = 24.8$$

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_x L}{r_x},\ \frac{K_y L}{r_y}\right) = \text{Max}\left(\frac{4000}{91.1},\ \frac{4000}{24.8}\right) = 161.29\ mm$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 75.8$$

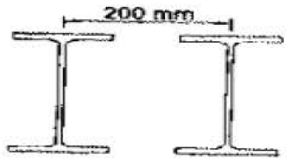
۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 0.877F_e = 0.877 \times 75.8 = 66.47\ MPa$$

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr}A_g \quad , \quad \varphi_c = 0.9$$
$$\varphi P_n = 0.9 \times 66.47.33 \times 3340 = 199.83\ kN$$

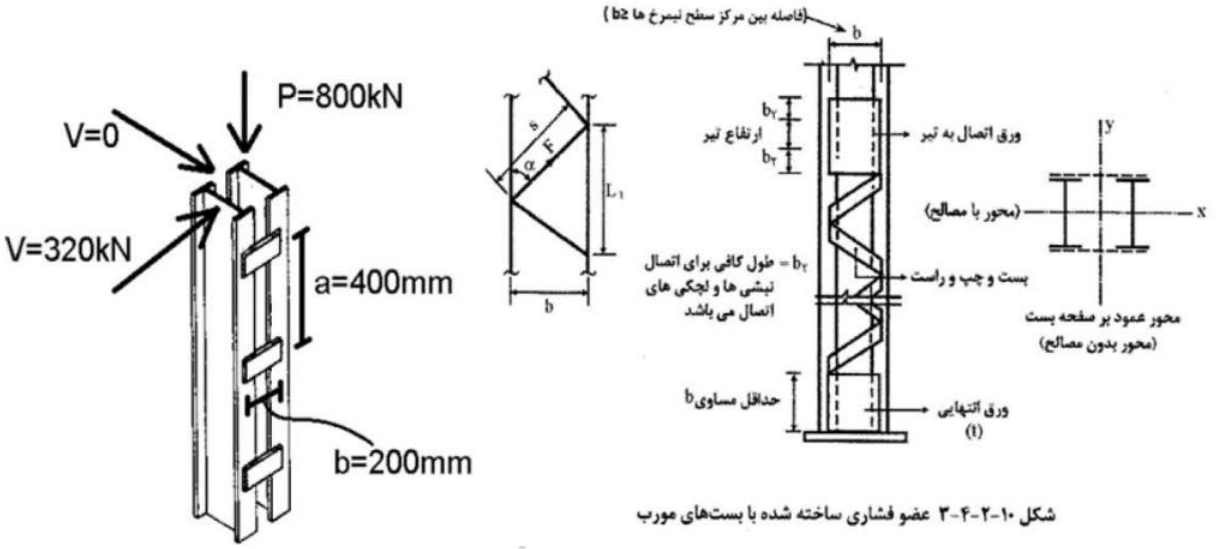
۷) یک ستون فولادی با مقطع دوبل تیرآهن IPE200 به فاصله ۲۰۰ میلی متر از هم مفروض است. نیروی محوری نهایی ستون ۸۰۰ کیلونیوتن و نیروی برشی نهایی ستون در امتداد محور با مصالح برابر ۳۲۰ کیلونیوتن است. درصورتی‌که فاصله مرکز به مرکز ورق بست های موازی ۴۰۰ میلی متر و فاصله مراکز جوش دو طرف ورق بست ۲۰۰ میلی متر باشد. نیروی برشی نهایی وارد ر هر بست برای طراحی ورق بر حسب کیلونیوتن به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاومت فشاری موجود ستون و نیروی نهایی محوری ستون یکسان بوده و برابر ۸۰۰ کیلونیوتن فرض شود) (محاسبات شهریور ۹۵)



1) 16
2) 32
3) 48
4) 9

$$V = 0.02P + 320 = 0.02 \times 800 + 320 = 336\ kN$$
$$V_{\text{بست}} = \frac{Va}{2b} = \frac{336 \times 400}{2 \times 200} = 336\ kN$$

hoseinzadeh.net



شکل ۱۰-۲-۴-۳ عضو فشاری ساخته شده با بست‌های مورب

۸) ستون قوطی نورد شده با ابعاد ۵×۱۰۰×۱۰۰ میلی متر به‌صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی این ستون برابر ۳۵ درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون بر حسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

مشخصات قوطی به‌صورت زیر است :

Ag=18.7*10^2mm^2 rx =ry =38.6 mm Fy= 240MPa E=2*10^5 MPa

محاسبات بهمن ۹۴)

$$F_{cr} = 0.35F_y$$

با توجه به اینکه تنش کمانشی پایین است، احتمالا رابطه اول حاکم بوده است. با سعی و خطا کنترل می شود:

$$0.35F_y = 0.877F_e \quad \rightarrow \quad F_e = 95.78\ MPa$$

$$F_e = 95.78 = \frac{\pi^2 \times 200000}{\lambda^2} \quad \rightarrow \quad \lambda = 143.6 \quad \rightarrow \quad \frac{KL}{r} = 143.6 \quad \rightarrow \quad L = 5541\ mm$$

---

۳. نسبت لاغری یک عضو فشاری با مقطع IPE220 از فولاد نوع ST37 و Fu = 370Mpa وFy=240 MPa برابر ۱۰۰ فرض میشود. اگر نسبت لاغری این عضو نصف شود، نسبت افزایش مقاومت طراحی آن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌شود؟ (فرض کنید طول آزاد مهارنشده در برابر پیچش در هر دو حالت کمتر از طول مهارنشده در برابر خمش است . (محاسبات خرداد ۹۳)

$$F_{e1} = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 197.19, \quad F_{e2} = \frac{\pi^2 E}{50^2} = 788.77$$

$$\frac{P_{n2}}{P_{n1}} = \frac{0.658^{\left(\frac{240}{788.77}\right)}}{0.658^{\left(\frac{240}{197.19}\right)}} = 1.46$$

۱۰-۲-۴-۴ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

F_{cr}= تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \le ۲/۲۵$ باشد:

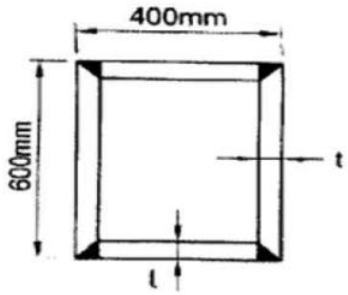
$$F_{cr} = [۰/۶۵۸^{\frac{F_y}{F_e}}]\, F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > ۲/۲۵$ باشد:

$$F_{cr} = ۰/۸۷۷\, F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

---

۴. **مقطع زیر برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری زیاد (ویژه) پیشنهاد شده است. بر اساس کنترل کمانش موضعی حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق های تشکیل‌دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟ Fy=240MPa و E=2*10 است. (مرداد ۹۴)**



الف) 40 mm ب) 35 mm ج) 25 mm د) 20 mm

گزینه ب

نکته: اگر خمش تک محوره داشته باشیم، اضلاع 400mm بال مقطع محسوب شده و اضلاع 600 mm جان مقطع خواهد بود. که در این صورت ضلع ۶۰۰ باید ضوابط فشردگی جان و ضلع ۴۰۰ باید ضوابط فشردگی بال را رعایت کند.

از آنجا که در هر دو جهت قاب خمشی داریم، ستون تحت خمش دو محوره قرار دارد و چهار ضلع آن باید ضوابط "بال" ستونها را ارضا کنند.

با توجه به جدول زیر، برای "ستونها" در سازهای با شکل پذیری زیاد ضخامت بال ستون باید رابطه زیر را ارضا کند تا مقطع فشرده لرزه ای محسوب شود:

$$\frac{b}{t} < 0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.32 \quad \rightarrow \quad \frac{600 - t}{17.32} < t$$

حداقل ضخامتی که در رابطه فوق صدق می کند، t=35mm می باشد.

۳-۱۱ مسائل فصل سوم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیلها و ورقها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۳-۱

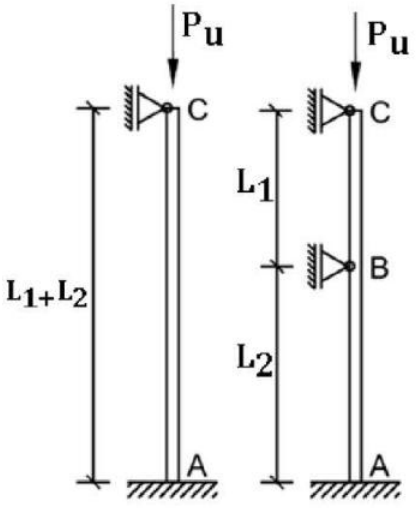
مطلوب است طرح مقطع ستون دو سر مفصل به طول L برای تحمل بار نهایی P_u با مقطع دو پروفایل IPE متصل به هم (بدون فاصله).

$$P_u = 2\kappa\,(ton), L = 0.1\kappa\,(m)$$

تمرین ۳-۲

شرایط تکیه‌گاهی ستون، وضعیت حول محور y (سمت چپ) و محور x (سمت راست) در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. مقطع ستون را از نیمرخ IPB طرح کنید.

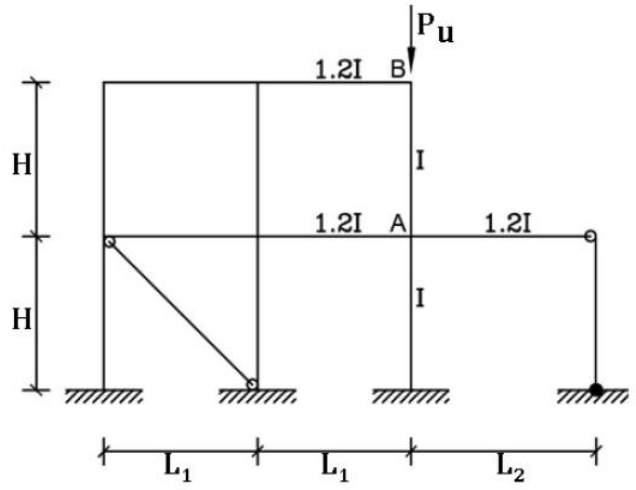
$$P_u = 4\kappa\,(ton), L_1 = 0.1\kappa\,(m), L_2 = 4.0(m)$$



تمرین ۳-۳

ستون AB را که در صفحه عمود دوسرگیردار است، از پروفیل IPB طرح نمایید.

$$P_u = 2\kappa\,(ton), L_1 = 3(m), L_2 = 0.1\kappa\,(m), H = 3.5(m)$$



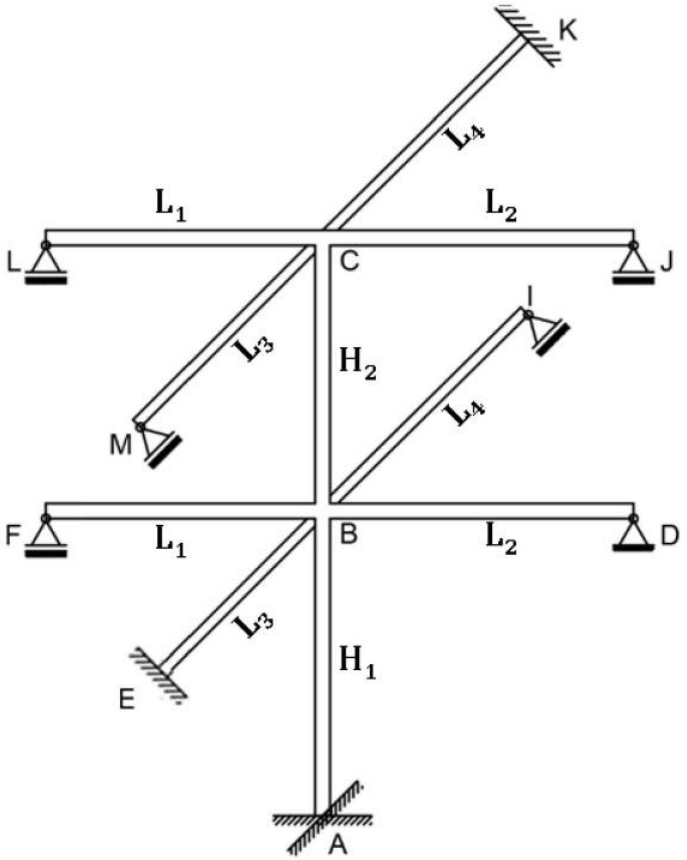
تمرین ۳-۴

در شکل زیر یک قاب سه‌بعدی ساختمانی (در دو صفحه عمود بر هم) نشان‌داده‌شده است. درصورتی‌که کلیه تیرها $IPE(d_1)$ و کلیه ستون‌ها $IPB(d_2)$ باشد، مطلوبست:

الف) جهت قرارگیری پروفیل ستون BC (با ذکر دلیل).

ب) K_x, K_y را برای ستون BC تعیین کنید.

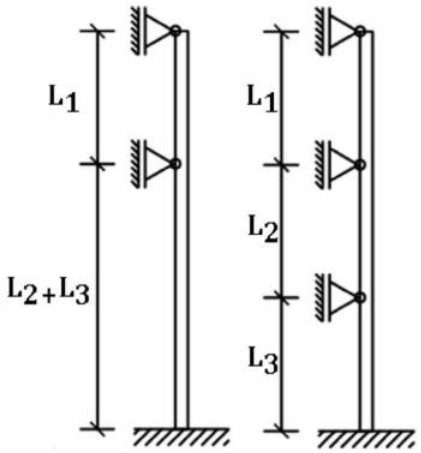
ج) نیروی فشاری قابل تحمل ستون BC را محاسبه کنید

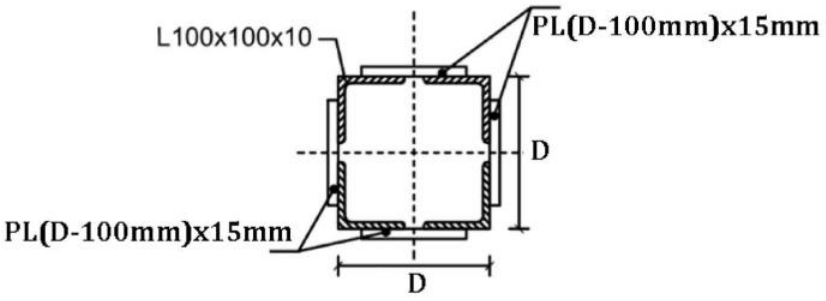


تمرین ۳-۵

شرایط تکیه‌گاهی و مقطع ستون، وضعیت حول محور y (سمت چپ) و محور x (سمت راست) در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. بار محوری نهایی ستون را محاسبه کنید.

$$P_u = 2\kappa\ (ton), L_1 = 3.5(m), L_2 = 3(m), L_3 = 0.1\kappa\ (m), D = 12\kappa\ (mm)$$





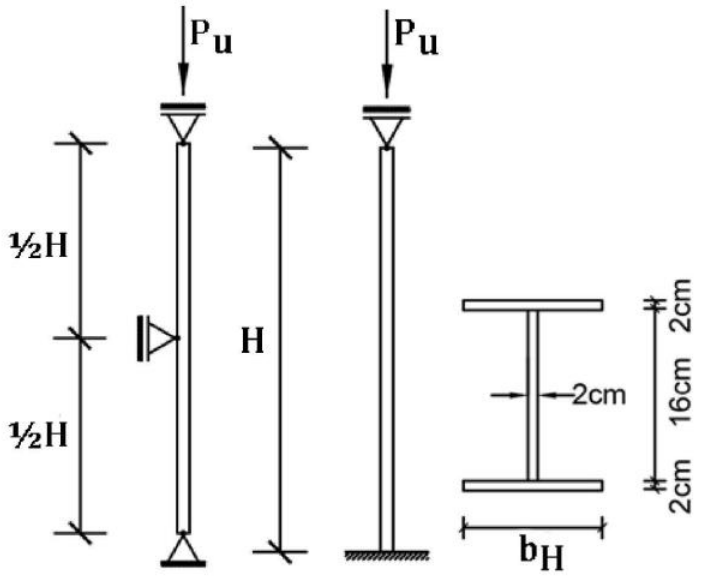
تمرین ۳-۶

شرایط تکیه‌گاهی و مقطع ستون، وضعیت حول محور y (سمت چپ) و محور x (سمت راست) در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.

الف) مقدار عرض مقطع ستون b را طوری بدست آورید که از ظرفیت حداکثر مقطع استفاده شود ($b_H = ?$)،

ب) با مقطع حالت الف، ظرفیت فشاری مقطع را دست آورید ($P_u \leq ?$).

$$H = 0.2\kappa\ (m)$$



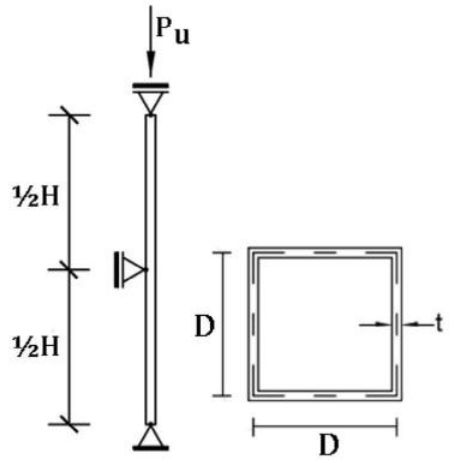
تمرین ۳-۷

شرایط تکیه‌گاهی و وضعیت ستون در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. مقطع ستون را طرح نمایید.

حداقل ضخامت برابر ۶ میلیمتر در نظر گرفته شود[1]. همچنین $t \geq \frac{D}{40}$ رعایت گردد.

[1] بند ۱۰ـ۱ـ۱۲ـ۴ـالف مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

$$P_u = \kappa\,(ton), H = 0.2\kappa\,(m)$$



تمرین ۳-۸

شرایط تکیه‌گاهی و مقطع ستون، وضعیت حول محور y (سمت چپ) و محور x (سمت راست) در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. چنانچه ماکزیمم بعد مقطع ستون در امتداد محور x محدود باشد $(D \le 35cm)$ مطلوبست:

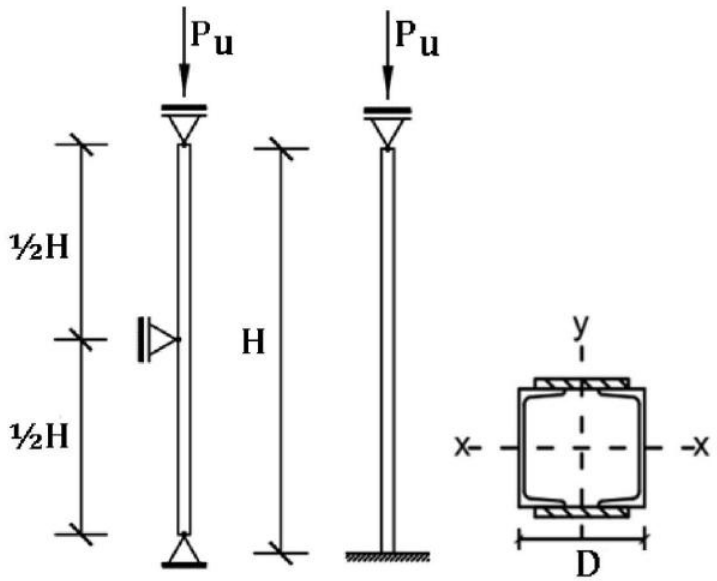
الف ـ طراحی ستون با بست نردبانی.

ب ـ طراحی ستون با ورق تقویت سراسری.

ج ـ چنانچه به بالای این ستون یک بار افقی 10ton ناشی از زلزله نیز وارد شود، قسمت الف مجددا طرح شود.

برای حل این مثال باید از ترکیب بارهای 1.2D+L+E و 1.2D+1.6L استفاده شود.

$$P_u = 5\kappa\,(ton), H = 0.2\kappa\,(m)$$

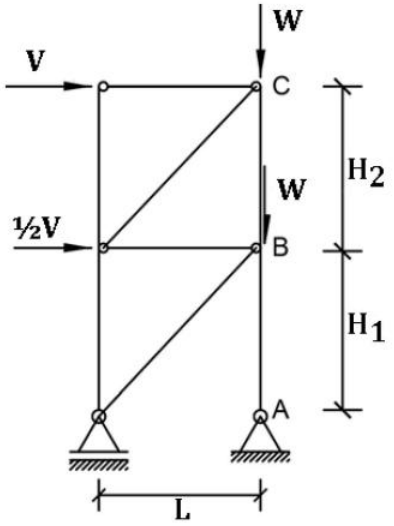


تمرین ۳-۹

سازه شکل زیر تحت بارگذاری ثقلی و جانبی نشان‌داده‌شده قرار گرفته است.

$$W = \kappa\,(ton), V = 0.5\kappa\,(ton), L = 5(m), H_1 = 7(m), H_2 = 6(m)$$

مطلوبست:



الف) نیروی ستون‌های AB و BC ناشی از بارگذاری ثقلی و بارگذاری جانبی، به‌صورت مجزا تحلیل و محاسبه شود.

ب) جهت پروفیل ستون AB تعیین شود.

ج) ستون AB از مقطع دوبل پروفیل IPE فاصله‌دار با بست چپ و راست ساده طرح شود.

د) ستون BC از مقطع دوبل پروفیل IPE چسبیده طراحی شود.

ه) ستون AB از مقطع دوبل پروفیل IPE چسبیده (بند د) با ورق تقویت طراحی شود.

برای حل این مثال باید از ترکیب بارهای 1.2D+L+E و 1.2D+1.6L استفاده شود. ضریب لاغری ستون‌ها در صفحه عمود برابر ۲ فرض می‌شود.

جدول ۴ـ۳ تنش بحرانی f_{cr} بر حسب $(\frac{ton}{cm^2})$ برای فولاد ST37 با $f_y = 2.4 \frac{ton}{cm^2}$

λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}
1.0	2.400	41.0	2.207	81.0	1.730	121.0	1.156	161.0	0.681
2.0	2.400	42.0	2.198	82.0	1.716	122.0	1.142	162.0	0.673
3.0	2.399	43.0	2.189	83.0	1.702	123.0	1.128	163.0	0.665
4.0	2.398	44.0	2.179	84.0	1.688	124.0	1.114	164.0	0.657
5.0	2.397	45.0	2.169	85.0	1.674	125.0	1.101	165.0	0.649
6.0	2.396	46.0	2.160	86.0	1.659	126.0	1.087	166.0	0.641
7.0	2.394	47.0	2.150	87.0	1.645	127.0	1.073	167.0	0.633
8.0	2.392	48.0	2.139	88.0	1.631	128.0	1.060	168.0	0.626
9.0	2.390	49.0	2.129	89.0	1.617	129.0	1.046	169.0	0.618
10.0	2.388	50.0	2.119	90.0	1.602	130.0	1.033	170.0	0.611
11.0	2.386	51.0	2.108	91.0	1.588	131.0	1.019	171.0	0.604
12.0	2.383	52.0	2.097	92.0	1.573	132.0	1.006	172.0	0.597
13.0	2.380	53.0	2.086	93.0	1.559	133.0	0.993	173.0	0.590
14.0	2.377	54.0	2.075	94.0	1.544	134.0	0.980	174.0	0.583
15.0	2.373	55.0	2.064	95.0	1.530	135.0	0.967	175.0	0.577
16.0	2.370	56.0	2.052	96.0	1.515	136.0	0.954	176.0	0.570
17.0	2.366	57.0	2.041	97.0	1.501	137.3	0.937	177.0	0.564
18.0	2.362	58.0	2.029	98.0	1.486	138.0	0.927	178.0	0.557
19.0	2.357	59.0	2.017	99.0	1.472	139.0	0.914	179.0	0.551
20.0	2.353	60.0	2.005	100.0	1.457	140.0	0.901	180.0	0.545
21.0	2.348	61.0	1.993	101.0	1.443	141.0	0.888	181.0	0.539
22.0	2.343	62.0	1.981	102.0	1.428	142.0	0.876	182.0	0.533
23.0	2.337	63.0	1.969	103.0	1.414	143.0	0.863	183.0	0.527
24.0	2.332	64.0	1.956	104.0	1.399	144.0	0.852	184.0	0.522
25.0	2.326	65.0	1.944	105.0	1.385	145.0	0.840	185.0	0.516
26.0	2.320	66.0	1.931	106.0	1.370	146.0	0.828	186.0	0.510
27.0	2.314	67.0	1.918	107.0	1.356	147.0	0.817	187.0	0.505
28.0	2.308	68.0	1.906	108.0	1.341	148.0	0.806	188.0	0.500
29.0	2.301	69.0	1.893	109.0	1.327	149.0	0.795	189.0	0.494
30.0	2.295	70.0	1.879	110.0	1.312	150.0	0.785	190.0	0.489
31.0	2.288	71.0	1.866	111.0	1.298	151.0	0.774	191.0	0.484
32.0	2.280	72.0	1.853	112.0	1.284	152.0	0.764	192.0	0.479
33.0	2.273	73.0	1.840	113.0	1.269	153.0	0.754	193.0	0.474
34.0	2.265	74.0	1.826	114.0	1.255	154.0	0.745	194.0	0.469
35.0	2.258	75.0	1.813	115.0	1.241	155.0	0.735	195.0	0.464
36.0	2.250	76.0	1.799	116.0	1.226	156.0	0.726	196.0	0.460
37.0	2.242	77.0	1.785	117.0	1.212	157.0	0.716	197.0	0.455
38.0	2.233	78.0	1.772	118.0	1.198	158.0	0.707	198.0	0.450
39.0	2.225	79.0	1.758	119.0	1.184	159.0	0.698	199.0	0.446
40.0	2.216	80.0	1.744	120.0	1.170	160.0	0.690	200.0	0.441

نواحی کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی و مقدار لاغری بحرانی با رنگ مشخص شده است.

جدول ۵ـ۳ تنش بحرانی f_{cr} بر حسب $(\frac{ton}{cm^2})$ برای فولاد ST52 با $f_y = 3.6 \frac{ton}{cm^2}$

λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}	λ	f_{cr}
1.0	3.700	41.0	3.251	81.0	2.234	121.0	1.206	161.0	0.681
2.0	3.699	42.0	3.231	82.0	2.206	122.0	1.186	162.0	0.673
3.0	3.697	43.0	3.209	83.0	2.178	123.0	1.167	163.0	0.665
4.0	3.695	44.0	3.188	84.0	2.150	124.0	1.148	164.0	0.657
5.0	3.693	45.0	3.166	85.0	2.123	125.0	1.130	165.0	0.649
6.0	3.690	46.0	3.144	86.0	2.095	126.0	1.112	166.0	0.641
7.0	3.686	47.0	3.122	87.0	2.067	127.0	1.095	167.0	0.633
8.0	3.682	48.0	3.099	88.0	2.039	128.0	1.078	168.0	0.626
9.0	3.677	49.0	3.076	89.0	2.012	129.0	1.061	169.0	0.618
10.0	3.672	50.0	3.053	90.0	1.984	130.0	1.045	170.0	0.611
11.0	3.666	51.0	3.029	91.0	1.957	131.0	1.029	171.0	0.604
12.0	3.659	52.0	3.005	92.0	1.930	132.0	1.013	172.0	0.597
13.0	3.652	53.0	2.981	93.0	1.902	133.0	0.998	173.0	0.590
14.0	3.645	54.0	2.957	94.0	1.875	134.0	0.983	174.0	0.583
15.0	3.637	55.0	2.932	95.0	1.848	135.0	0.969	175.0	0.577
16.0	3.628	56.0	2.907	96.0	1.821	136.0	0.955	176.0	0.570
17.0	3.619	57.0	2.882	97.0	1.794	137.0	0.941	177.0	0.564
18.0	3.609	58.0	2.856	98.0	1.768	138.0	0.927	178.0	0.557
19.0	3.599	59.0	2.831	99.0	1.741	139.0	0.914	179.0	0.551
20.0	3.588	60.0	2.805	100.0	1.715	140.0	0.901	180.0	0.545
21.0	3.577	61.0	2.779	101.0	1.688	141.0	0.888	181.0	0.539
22.0	3.565	62.0	2.753	102.0	1.662	142.0	0.876	182.0	0.533
23.0	3.552	63.0	2.727	103.0	1.636	143.0	0.863	183.0	0.527
24.0	3.540	64.0	2.700	104.0	1.610	144.0	0.852	184.0	0.522
25.0	3.526	65.0	2.673	105.0	1.585	145.0	0.840	185.0	0.516
26.0	3.513	66.0	2.647	106.0	1.559	146.0	0.828	186.0	0.510
27.0	3.498	67.0	2.620	107.0	1.534	147.0	0.817	187.0	0.505
28.0	3.483	68.0	2.593	108.0	1.509	148.0	0.806	188.0	0.500
29.0	3.468	69.0	2.565	109.0	1.484	149.0	0.795	189.0	0.494
30.0	3.453	70.0	2.538	110.0	1.459	150.0	0.785	190.0	0.489
31.0	3.436	71.0	2.511	111.0	1.433	151.0	0.774	191.0	0.484
32.0	3.420	72.0	2.483	112.1	1.405	152.0	0.764	192.0	0.479
33.0	3.403	73.0	2.456	113.0	1.383	153.0	0.754	193.0	0.474
34.0	3.385	74.0	2.428	114.0	1.359	154.0	0.745	194.0	0.469
35.0	3.367	75.0	2.401	115.0	1.335	155.0	0.735	195.0	0.464
36.0	3.349	76.0	2.373	116.0	1.312	156.0	0.726	196.0	0.460
37.0	3.330	77.0	2.345	117.0	1.290	157.0	0.716	197.0	0.455
38.0	3.311	78.0	2.317	118.0	1.268	158.0	0.707	198.0	0.450
39.0	3.291	79.0	2.289	119.0	1.247	159.0	0.698	199.0	0.446
40.0	3.272	80.0	2.262	120.0	1.226	160.0	0.690	200.0	0.441

نواحی کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی و مقدار لاغری بحرانی با رنگ مشخص شده است.

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۴

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۴

طراحی قطعات خمشی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۴ـ۱	پیشگفتار	۲
۴ـ۲	نظریه خمش الاستیک و پلاستیک در تیر	۴
۴ـ۳	کمانش در عضو خمشی	۲۱
۴ـ۴	رفتار تیر در برابر خمش	۲۸
۴ـ۵	کنترل برش درتیرها	۴۲
۴ـ۶	کنترل شرایط بهره‌برداری در تیرها	۴۷
۴ـ۷	تعیین مقطع بحرانی در تیر	۵۷
۴ـ۸	تست‌های فصل چهارم	۵۹
۴ـ۹	تست‌های فصل چهارم (برش)	۷۹
۴ـ۱۰	مسائل فصل چهارم	۸۸

۱-۴ پیشگفتار

عموماً تیر به قطعه‌ای اطلاق می‌شود که تحت تأثیر نیروهای جانبی عمود بر محور خود قرار می‌گیرد. با ایجاد لنگر خمشی و نیروی برشی در تیرها، نیروهای جانبی به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌شوند. در مبحث مقاومت مصالح ملاحظه گردید که لنگرهای خمشی در تیرها تنش‌های محوری کششی و فشاری در تارهای عضو ایجاد می‌کنند که در مقایسه با تنش‌های ناشی از نیروهای برشی عموماً مقادیر قابل‌توجهی می‌باشند. به همین جهت اصول طراحی تیرها بر مبنای محاسبه تنش‌های خمشی موجود و مقایسه آنها با تنش‌های مجاز است.

تیرها علاوه بر آنکه اعضای اصلی سقف‌ها و قاب‌های ساختمانی هستند، در ماشین‌آلات نیز نقش عمده‌ای در باربری ایفا می‌کنند. در سازه‌های فولادی تیرها به دو صورت ساده و سراسری بکار برده می‌شوند. تیر ساده، تیری است یک دهانه که در دو انتهای آن هیچ‌گونه گیرداری برای خمش وجود ندارد و به‌صورت دو سر مفصل است. درحالی‌که تیرهای سراسری معمولاً بر روی سه تکیه‌گاه یا بیشتر قرار دارند و لنگر خمشی در محل تکیه‌گاه‌ها نیز وجود خواهد داشت. در یک سازه فولادی عموماً تیرها بر حسب وظیفه‌ای که دارند به‌صورت زیر نام‌گذاری می‌شوند:

الف) تیرچه‌ها: تیرهای سبکی که به فاصله کمی از یکدیگر قرار دارند و بارهای سقف را به تیرهای اصلی یا شاه‌تیرها منتقل می‌کنند.

ب) تیرهای اصلی: تیرهای حمال سازه هستند که با عملکرد خمشی خود بار سقف را از طریق تیرچه‌ها به ستون‌های سازه منتقل می‌کنند.

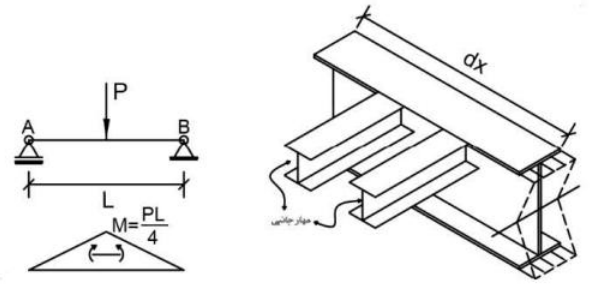
ج) تیرهای نعل درگاهی: به تیرهایی اطلاق می‌شود که بار دیوار روی در و پنجره‌ها را تحمل می‌کنند.

د) تیرهای طره‌ای یا لبه‌ای: این تیرها در بر خارجی سقف‌ها بکار می‌روند و علاوه بر بارهای وارده از طرف سقف، بار دیوارهای پیرامونی را نیز تحمل می‌کنند.

ه) لاپه‌ها: به تیرهایی گفته می‌شود که روی قاب‌ها و خرپاها قرار گرفته‌اند و برای تحمل بار حاصل از پوشش سقف این‌گونه سازه‌ها بکار می‌روند.

تیر مجموعه‌ای از دو عنصر کششی و فشاری است و لذا اصول حاکم بر قطعات کششی و فشاری به نوعی در بررسی تیرها با یکدیگر ترکیب می‌شوند. عنصر فشاری تیر که بال آن می‌باشد، به دلیل اتصال آن با بال کششی به وسیله جان تیر، امکان جابجایی در صفحه جان را ندارد، زیرا بال کششی مانند یک تکیه‌گاه سراسری عمل می‌کند، ولی در صفحه عمود بر جان تیر، امکان کمانش برای بال فشاری وجود دارد که به کمک تکیه‌گاه‌های جانبی مناسب به نام **مهارهای جانبی بال فشاری** (مهارهای خمشی) امکان جابجایی از آن سلب شده است. در شکل زیر تیری به طول L تحت اثر بار متمرکز P نشان داده شده است. اگر قسمتی از تیر به طول d_x جدا شود، ملاحظه می‌شود که نیمه پایینی تیر تحت کشش و نیمه بالایی تحت فشار است و به‌منظور جلوگیری از کمانش بال فشاری، از یک سری مهارهای جانبی در طول تیر استفاده شده است. اگرچه در اغلب حالات عملی تیرها دارای مهارهای جانبی بال فشاری مناسبی هستند که به کمک آن تکیه‌گاه‌ها، پایداری نهایی بال فشاری ممکن به نظر می‌رسد ولی پایداری بال‌های فشاری تیرها آنچنان که به نظر می‌رسد، مطمئن

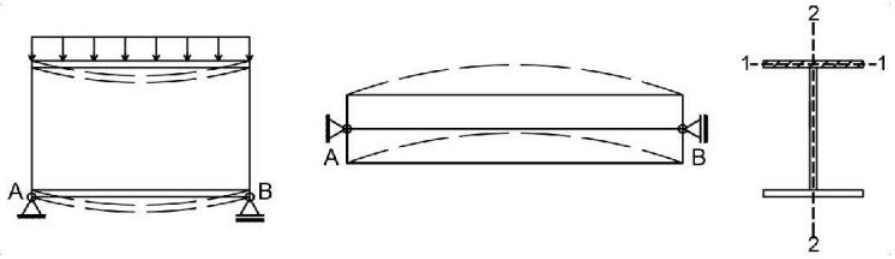
نیست. در این فصل منظور از تیرهای **مهار شده** (بدون امکان کمانش جانبی) وجود تعداد کافی مهار جانبی بال فشاری می‌باشد و منظور از تیرهای **مهار نشده** (با امکان کمانش جانبی) عدم وجود تعداد کافی مهار جانبی در بال فشاری تیر می‌باشد.



شکل ۱ـ۴ نمایش مهارهای جانبی بال فشاری در تیرها

در تیرهای مهار شده پدیده‌های کمانش جانبی و ناپایداری جانبی به وقوع نمی‌پیوندد، بلکه به دلیل امکان تجربه کرنش‌های بالاتر از کرنش حد تسلیم، تنش‌های مجاز خمشی در این قطعات افزایش می‌یابد.

در طراحی اعضاء خمشی ممکن است با تیرهایی مواجه شویم که تکیه‌گاه‌های جانبی مناسب (مهارهای جانبی خمشی) در فواصل مناسب نداشته باشند. شکل زیر تیری با مقطع I شکل را نمایش می‌دهد که فقط در نقاط A و B دارای تکیه‌گاه جانبی مناسب است.

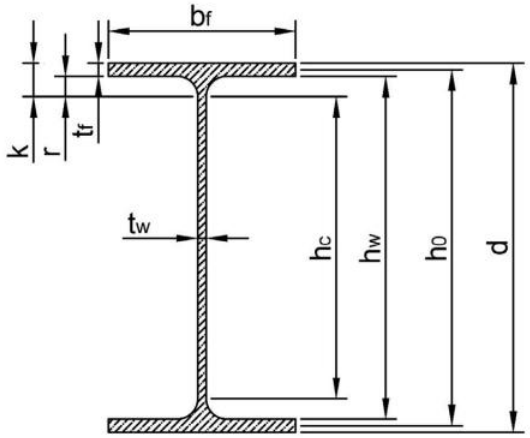


الف) خمش تیر حول محور قوی **ب) کمانش جانبی بال فشاری** **ج) مقطع تیر**

شکل ۲ـ۴ تیر با دو مهارجانبی در دو انتها

از نظر کیفی می‌توان بال فشاری تیر را مانند ستونی فرض کرد. بال مستطیل شکل تیر همانند سایر قطعات فشاری تمایل خواهد داشت که در جهت ضعیف خود حول محور ۱ـ۱ از شکل ۲ـ۴ـج کمانش کند ولی جان تیر همانند یک تکیه‌گاه ممتد از این نوع کمانش جلوگیری خواهد کرد. ولی چنانچه فواصل بین تکیه‌گاه‌های جانبی تیر از حد معینی تجاوز کند، بال مستطیل شکل اقدام به کمانش حاصل از خمش حول محور۲ـ۲ خواهد نمود. چنین کمانشی از بال مستطیل شکل فشاری که حول محور قوی آن انجام می‌گیرد، عموما **کمانش جانبی** نامیده می‌شود. بنابراین قبل از اینکه تنش‌های خمشی حداکثر در تیر به حد تسلیم برسند، بال فشاری تیر ناپایدار گشته و کمانش خواهد کرد که در اثر این کمانش، ظرفیت باربری مقطع کاهش می‌یابد. خیلی مهم است که بدانیم تنش مجاز خمشی در یک تیر وابستگی مستقیم به **فواصل مهار جانبی بال فشاری** (L_b) دارد.

چنانچه در فصل یک ذکر گردید، در این کتاب علائم و پارامترهای مشخصات مقطع I شکل، مطابق شکل زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند.



شکل ۳ـ۴ جزئیات مقطع پروفیل I شکل

d	فاصله پشت تا پشت بال	h_c	ناحیه صاف جان برابر $d-2k$
h_0	فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها برابر $d-t_f$	b_f	عرض بال
	فاصله خالص میان بال‌ها برابر $d-2t_f$		
t_w	ضخامت جان	t_f	ضخامت بال
k	فاصله وجه بیرونی بال تا انتهای ماهیچه جان (در پروفیل نورد شده) [1]		
	فاصله وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه جان (در تیرورق)		

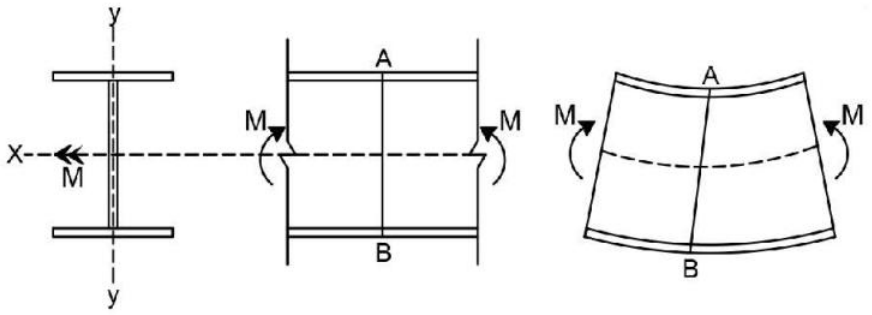
۴-۲ نظریه خمش الاستیک و پلاستیک در تیر

در این بخش نظریه خمش الاستیک و پلاستیک در تیرها مرور می‌شود.

۴-۲-۱ نظریه خمش الاستیک

هر گاه تیری تحت خمش خالص قرار گیرد، تغییر شکل آن به‌گونه‌ای است که صفحات عمود بر محور تیر، پس از خمش، عمود بر محور تیر و به‌صورت مسطح باقی می‌مانند و تنها کمی دوران می‌کنند. فرض مسطح ماندن صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش منجر به توزیع خطی کرنش در ارتفاع تیر خواهد شد. در شکل ۴ـ۳ـب تیری که صفحه عمود بر محور آن قبل از اعمال خمش با خط AB مشخص شده است را نشان می‌دهد. شکل تغییریافته آن پس از خمش در شکل ۴ـ۴ـج که صفحه AB دوران کرده ولی کماکان مسطح است، نشان داده شده است. برای لنگر خمشی M_x تارهای بالای محور تیر تحت فشار و تارهای پایین محور تیر تحت کشش هستند.

[1] در برخی جداول اشتال، این فاصله بجای نماد k از نماد c استفاده می‌شود.



ج)مقطع عمود بر محور تیر ب)مقطع عمود بر محور تیر الف)مقطع تیر

بعد از اعمال لنگر خمشی قبل از اعمال لنگر خمشی

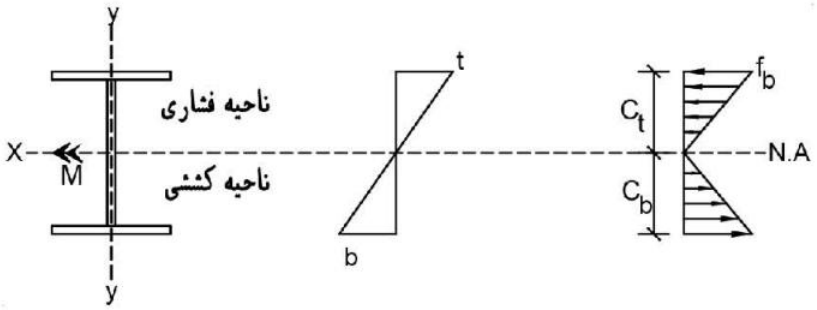
شکل ۴ـ۴ خمش خالص در تیر

توزیع کرنش در عمق تیر را می‌توان طبق شکل ۵ـ۴ـب مدل نمود. چنانچه رابطه بین تنش و کرنش از قانون هوک پیروی کند، توزیع تنش در عمق تیر به‌صورت خطی طبق شکل ۵ـ۴ـج تغییر پیدا می‌کند، به گونه‌ای که در خمش ساده، تارهای بالای تار خنثی در فشار و تارهای پایین تار خنثی در کشش با توزیع خطی قرار خواهند داشت. حداکثر تنش‌های موجود ناشی از خمش، در دورترین نقاط نسبت به تار خنثی $(N.A.)$ یعنی در تارهای بالا و پایین مقطع اتفاق افتاده و مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$f_{bx}=\frac{M_x y}{I_x}\rightarrow f_{bx,max}=\frac{M_x C}{I_x}\rightarrow\begin{cases}f^{t}_{bx,max}=\dfrac{M_x C_t}{I_x}\\ f^{b}_{bx,max}=\dfrac{M_x C_b}{I_x}\end{cases} \qquad ۴_۱$$

f_b تنش خمشی موجود در تیر

C_b فاصله دورترین تار پایین از تارخنثی C_t فاصله دورترین تار بالا از تارخنثی



ج) توزیع تنش ب) توزیع کرنش الف) نواحی فشار و کشش در مقطع

شکل ۵ـ۴ توزیع تنش و کرنش در حالت الاستیک

در خمش ساده، تارهای بالای محور خنثی در فشار و تارهای پایین در کشش خواهند بود؛ لذا متداول است که تنش موجود در تار بالایی را با تنش فشاری و تنش ناحیه پایین را با تنش کششی یاد می‌کنند ولی لازم است تفاوت میان این دو درک شود.

چنانچه مانند شکل ۴ـ۴ محور $x-x$ محور تقارن مقطع باشد، آنگاه $C_t=C_b=C$ خواهد بود. در این صورت تنش‌های حداکثر بالا و پایین با یکدیگر برابر هستند و می‌توان نوشت:

$$f_{bx,max}=\frac{M_x C}{I_x}=\frac{M_x}{S_x}\ ;S_x=\frac{I_x}{C}$$
$$f^t_{bx,max}=\frac{M_x C_t}{I_x}=\frac{M_x}{S_{xt}}\ ;S_{xt}=\frac{I_x}{C_t}$$
$$f^b_{bx,max}=\frac{M_x C_b}{I_x}=\frac{M_x}{S_{xb}}\ ;S_{xb}=\frac{I_x}{C_b}$$

۴ـ۲

I_x لنگر اینرسی حول محور x-x

S_x اساس مقطع یا مدول مقطع حول محور x-x

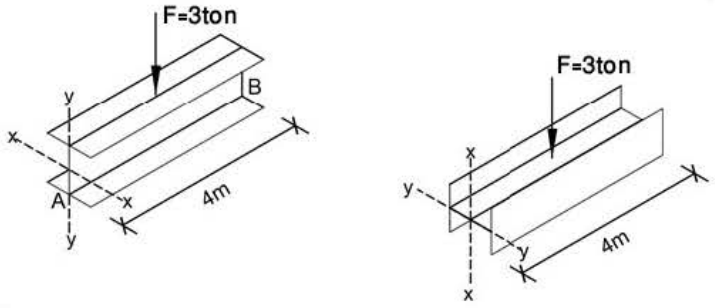
I_x لنگر اینرسی حول محور $x-x$ است که خمش حول آن اتفاق می‌افتد. در یک طرح مناسب برای خمش، افزایش اساس مقطع S_x و در نتیجه کاهش تنش‌های خمشی برای تحمل لنگر خمشی مطلوب است. بنابراین تیرهای با مقاطع متفاوت بایستی تا حد امکان به‌گونه‌ای تحت اثر بار قرار گیرند که خمش حول محور قوی آنها اتفاق بیفتد تا در نتیجه تنش‌های موجود خمشی کاهش یابد. این امر منجر به بیان یک اصل مهم در تیرها می‌گردد که در طراحی تیرهای با خمش دومحوره بایستی **M بیشتر با S بیشتر و M کمتر با S کمتر** همراه گردد.

مثال ۴-۱

برای تیر $IPE20$ دو سر مفصل زیر با دهانه ۴ متر، حداکثر تنش خمشی تیر را در دو حالت مقایسه نمایید:

الف) بار متمرکز $F=0.66ton$ در وسط تیر و به وسط بال (در راستای قائم) وارد می‌شود.

ب) بار متمرکز $F=0.66ton$ در وسط تیر و به وسط جان (در حالت خوابیده) وارد می‌شود.



شکل ۶ـ۴ تیر دو سرمفصل تحت اثر بار متمرکز

حل الف)

$IPE20: S_x=194cm^3, S_y=28.5cm^3$

$L=4m=400cm$

$M_x=\frac{FL}{4}=\frac{0.66\times400}{4}=65.6\ ton.cm$

$f_{bx}=\frac{M_x}{S_x}=\frac{65.6}{194}=0.34\frac{ton}{cm^2}=0.14\ f_y$

حل ب)

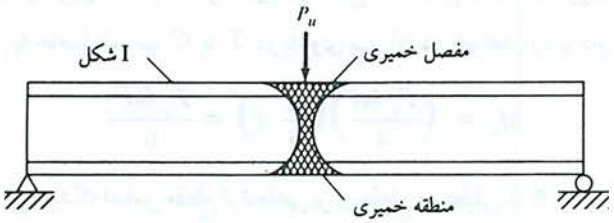
$$M_y = \frac{FL}{4} = \frac{0.66 \times 400}{4} = 65.6\ ton.cm$$
$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{65.6}{28.5} = 2.3 \frac{ton}{cm^2} = 0.96\ f_y$$

مقایسه دو تنش خمشی نشان می‌دهد در وضعیت ب تنش‌ها ۶/۹ برابر حالت الف خواهد بود.

قبل از پرداختن به نظریه خمش پلاستیک، مفصل خمیری معرفی می‌گردد.

۴-۲-۲ مفصل خمیری

در این قسمت نحوه تشکیل مفصل خمیری در یک تیر ساده مطابق شکل زیر پرداخته می‌شود. در ابتدا بار به وسط تیر اثر می‌کند، اگر مقدار این بار به‌تدریج افزایش یابد زمانی می‌رسد که لنگر خمشی به لنگر تسلیم می‌رسد و تنش خارجی مقطع تیر به تنش تسلیم خواهد رسید. هر چه مقدار بار افزایش یابد، حوزه خمیری شدن مقطع تیر نیز افزایش می‌یابد. خمیری شدن تیر به مقاطع دیگری به‌جز مقطع لنگر حداکثر گسترش می‌یابد و طول ناحیه جاری شده مقطع بستگی به وضعیت بارگذاری و شکل نیمرخ دارد. در طی افزایش بار تارهای داخلی نیز در مقطع لنگر حداکثر به‌تدریج جاری می‌شوند تا زمانی که کل ارتفاع نیمرخ در آن مقطع جاری شوند و مفصل خمیری تشکیل شود.

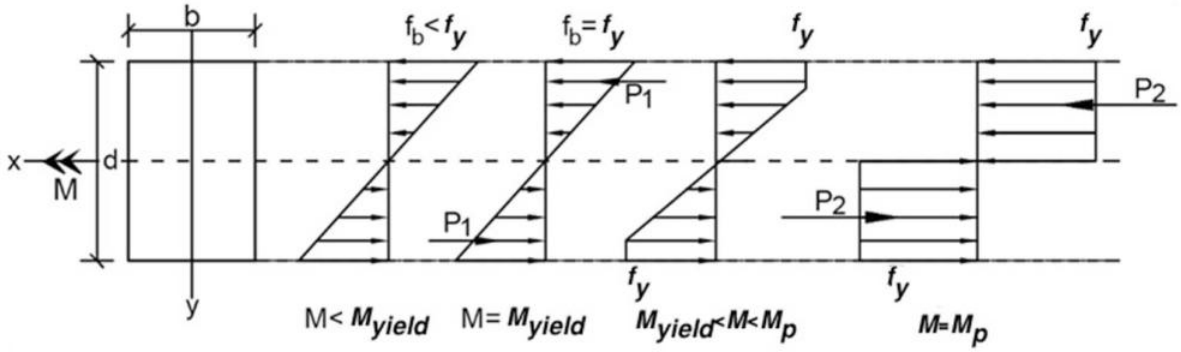


شکل ۷ـ۴ نمایش تشکیل منطقه خمیری و مفصل خمیری

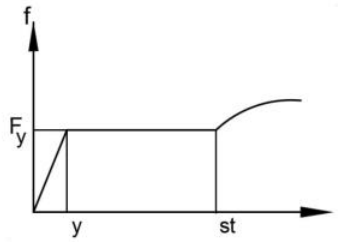
گرچه اثر مفصل خمیری در طولی از دهانه تیر گسترش می‌یابد ولی فرض می‌شود که این مفصل فقط در یک مقطع از تیر وجود داشته باشد. در محاسبه تغییر مکان‌ها و طراحی مهارها طول ناحیه خمیری شده تیر بسیار مهم خواهد بود.

۴-۲-۳ نظریه خمش پلاستیک

بکارگیری روابط (۴ـ۱) الی (۴ـ۳) در صورتی صحیح است که تنش‌ها و کرنش‌ها دارای رابطه خطی بوده و از قانون هوک پیروی کنند. برای مقطع مستطیل شکل نشان داده شده در شکل ۸ـ۴ با افزایش لنگر خمشی حول محور $x - x$ حالات مختلفی رخ می‌دهد.



شکل ۸ـ۴ توزیع تنش در مقطع در حالات مختلف



شکل ۹ـ۴ دیاگرام تنش ـ کرنش فولاد

طبق شکل ۸ـ۴ـب تا هنگامی که لنگر خمشی M به گونه‌ای است که تنش در تارهای انتهایی از تنش تسلیم f_y کمتر است، برای محاسبه تنش از رابطه (۴ـ۳) می‌توان استفاده نمود. با افزایش لنگر خمشی طبق شکل ۸ـ۴ـج تنش در تارهای انتهایی مقطع به تنش تسلیم f_y می‌رسد که در این حالت نیز هنوز می‌توان از رابطه ۴ـ۳ برای محاسبه تنش‌های خمشی استفاده نمود. با افزایش مجدد لنگر خمشی M از لنگر تسلیم M_y مطابق شکل ۸ـ۴ـد کرنش در تارهای انتهایی از کرنش حد تسلیم ε_y تجاوز می‌کند، ولی باتوجه‌به نمودار ایده‌آل تنش ـ کرنش، تنش در حد f_y باقی می‌ماند و ناحیه‌ای در حوالی تارهای انتهایی کاملاً پلاستیک شده و جاری می‌شوند و نواحی نزدیک به تار خنثی در حد الاستیک باقی می‌مانند.

با افزایش بیشتر لنگر خمشی همه تارهای مقطع به تنش تسلیم f_y می‌رسند. در این حالت طبق شکل ۸ـ۴ـه حداکثر لنگر مقاوم داخلی مقطع که به آن لنگر حد پلاستیک می‌گویند و با M_p نمایش داده می‌شود، در مقطع ایجاد می‌گردد. روابط (۴ـ۱) الی (۴ـ۳) در این حالت صادق نیست و برای تعیین رابطه بین لنگر نهایی M_p و خصوصیات هندسی مقطع بایستی از معادلات تعادل استفاده کرد. محاسبه لنگر تسلیم M_y و لنگر پلاستیک M_P در مقطع مستطیلی به شرح زیر است:

الف- اساس مقطع الاستیک (S) و اساس مقطع پلاستیک (Z)

اساس مقطع الاستیک مقطع (حول محور قوی) برای مقطع مستطیلی به عرض b و ارتفاع d برابر $S_x = \frac{bd^2}{6}$ می‌باشد و اساس مقطع پلاستیک برابر مجموع لنگر اول سطح، نیم سطح فوقانی و تحتانی حول محور میانی است. اساس مقطع پلاستیک مقطع مستطیلی

$Z_x = \frac{bd^2}{4}$ است. اساس مقطع الاستیک برای محور x به‌صورت S_x و برای محور y به‌صورت S_y نمایش داده می‌شود. به‌صورت مشابه اساس مقطع پلاستیک برای محور x به‌صورت Z_x و برای محور y به‌صورت Z_y نمایش داده می‌شود.

برای نیمرخ‌های I شکل، برای خمش حول محور قوی (x) مقادیر S_x و Z_x از جداول اشتال حاصل می‌شود. برای خمش حول محور ضعیف $S_y = \frac{db^2}{6}$ و $Z_y = 2Q_y = 2 \times \frac{t_f \times b_f^2}{4} = \frac{t_f \times b_f^2}{2}$ قابل محاسبه خواهد بود.

ب- لنگر تسلیم M_y

لنگر تسلیم محور قوی مقطع (معمولاً محور x) به‌صورت M_y نمایش داده می‌شود. لازم به ذکر است لنگر تسلیم حول محور ضعیف مقطع، دارای کاربرد چندانی نبوده و جهت پرهیز از ابهام، نیازی به معرفی دو نماد (M_{yx}, M_{yy}) برای لنگر تسلیم حول دو محور نیست. در صورت لزوم، لنگر حول محور ضعیف مقطع (محور y) با عبارت $S_y f_y$ نمایش داده می‌شود. باتوجه‌به شکل ۸ـ۴ـج روابط زیر حاصل می‌شود:

$$P_1 = \frac{1}{2} f_y \frac{d}{2} b = f_y \frac{bd}{4} \qquad ۴ـ۳$$

$$M_y = P_1 \frac{2d}{3} = f_y \frac{bd}{4} \frac{2d}{3} = f_y \frac{bd^2}{6} = S_x f_y \qquad ۴ـ۴$$

پ- لنگر پلاستیک M_p

Z_x اساس مقطع پلاستیک حول محور x است و برابر مجموع لنگر اول سطح نیم سطح فوقانی و تحتانی حول محور میانی است. اساس مقطع پلاستیک مقطع مستطیلی $Z_x = \frac{bd^2}{4}$ است. باتوجه‌به شکل (۴ـ۷ـه) روابط زیر حاصل می‌شود:

$$P_2 = f_y \frac{d}{2} b = f_y \frac{bd}{2} \qquad ۴ـ۵$$

$$M_{px} = P_2 \frac{d}{2} = f_y \frac{bd}{2} \frac{d}{2} = f_y \frac{bd^2}{4} = Z_x f_y \qquad ۴ـ۶$$

در مقاطع متقارن $Z_x = 2Q_x$ می‌باشد که Q_x همان لنگر اول نیمه سطح مقطع است که در جدول اشتال برای هر پروفیل مقادیر آن داده شده است. لازم به ذکر است تار خنثی در محاسبه اساس مقطع الاستیک، همان محور گذرنده از مرکز سطح مقطع می‌باشد و تار خنثی در محاسبه اساس مقطع پلاستیک، همان محور گذرنده از محلی است که مساحت مقطع نصف گردد. در مقاطع نامتقارن $Z_x = Q_t + Q_b$ می‌باشد که در آن Q_t لنگر اول نیمهٔ بالای سطح و Q_b لنگر اول نیمهٔ پایین سطح مقطع (نسبت به تار خنثی) می‌باشد. لنگر الاستیک برای محور x به‌صورت M_{px} و برای محور y به‌صورت M_{py} نمایش داده می‌شود

ت- ضریب شکل $F = \frac{Z_x}{S_x}$

اساس مقطع پلاستیک (حول محور قوی) برای تیری با مقطع مربع مستطیل و به عرض b و ارتفاع d برابر $\frac{bd^2}{4}$ است درحالی‌که اساس مقطع الاستیک برای چنین مقطعی برابر با $\frac{bd^2}{6}$ می‌باشد. نسبت لنگر حد پلاستیک به لنگر حد جاری شدن را **ضریب شکل** گویند که در واقع نسبت اساس مقطع پلاستیک به اساس مقطع الاستیک است و در برخی مراجع با نماد F نشان داده می‌شود. بنابراین

ضریب شکل برای مقطع مربع مستطیل 1.5 است و از جاری شدن اولین تار در مقطع تا جاری شدن آخرین تار، 50% اضافه ظرفیت در مقطع وجود دارد.

$$\frac{M_p}{M_y}=\frac{Z_x f_y}{S_x f_y}=\frac{Z_x}{S_x} \qquad ۴_۷$$

Z_x اساس مقطع پلاستیک برای خمش حول محور x

S_x اساس مقطع الاستیک برای خمش حول محور x

در رابطه فوق ضریب شکل در واقع بیان کننده اضافه مقاومت مقطع برای حالتی که دورترین تار مقطع f_y شود به حالتی که تمام مقطع f_y شود، می‌باشد. ضریب شکل نیمرخ‌های I شکل حدود 1.12 برای خمش حول محور قوی است درحالی‌که این نسبت برای خمش حول محور ضعیف آنها به طور متوسط حدود 1.5 است. بنابراین ظرفیت نهایی یک مقطع I شکل تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی 12% و حول محور ضعیف50% نسبت به تحلیل الاستیک افزایش خواهد داشت.

برای محاسبه اساس مقطع پلاستیک و محور خنثی پلاستیک یک مقطع دلخواه، می‌توان از گام‌های زیر استفاده نمود:

۱ـ انتخاب یک محور پلاستیک فرضی به فاصله y از یک مبدا فرضی.

۲ـ برقراری تساوی بین مساحت‌های بالا و پایین محور پلاستیک و محاسبه y یعنی $A_{bot}=A_{top}$

۳ـ مقایسه y بدست آمده با y فرض شده. اگر y بدست آمده در محدوده فرض شده قرار داشت، این y محل محور خنثی پلاستیک یعنی $\bar{y}_p$ است. در غیر این صورت با یک فرض جدید گام ۲ تکرار می‌گردد.

۴ـ محاسبه اساس مقطع پلاستیک با رابطه $Z_x=\Sigma Q=\Sigma A(y-\bar{y}_p)$ که y فاصله مرکز سطح مورد نظر تا مبدا فرضی است.

ضریب شکل مقطع حول هر یک از دو محور اصلی آن قابل محاسبه است:

$$F_x=\frac{Z_x}{S_x}$$

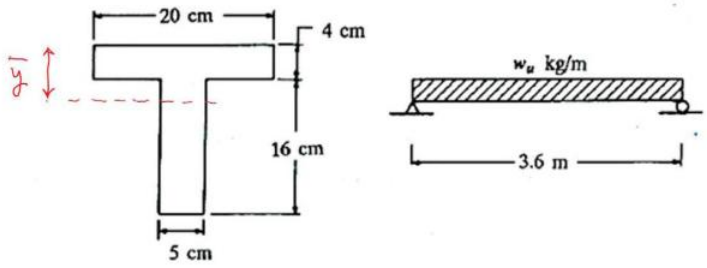
$$F_y=\frac{Z_y}{S_y}$$

لازم به ذکر است در کتاب‌ها و مستندات، در صورت عدم تاکید بر محور خمشی مقطع، محور قوی مدنظر است.

در طرح خمیری یک سازه معین (مثلاً یک تیر دو سر مفصل) ایجاد اولین مفصل خمیری باعث ناپایداری سازه می‌گردد و پایان نقطه باربری محسوب می‌شود. لکن در طرح خمیری یک سازه نامعین تعداد مفاصل پلاستیک به تعدادی که باعث ناپایداری شود، مبنای طرح قرار می‌گیرد. به عنوان مثال در یک تیر دوسرگیردار با بارگسترده یکنواخت که دو درجه نامعین است، ابتدا M_p در محل لنگرهای حداکثر در تکیه‌گاه‌ها ایجاد می‌شود (تیر دوسرگیردار به تیر دو سر مفصل تبدیل می‌شود) سپس با ایجاد M_p دروسط آن ناپایدار می‌گردد. لذا نقطه پایان باربری در تیر مذکور وقتی است که سه مفصل پلاستیک در تیر ظاهر گردد.

مثال ۴-۲

برای تیر فولادی به طول 3.6m مطابق شکل زیر مقادیر M_y، M_{px} و Z_x را تعیین کنید. همچنین ضریب شکل (محور قوی) و بارگسترده یکنواخت اسمی که تیر قادر به تحمل آن است را محاسبه نمایید (محاسبه مقادیر خواسته شده متناظر با محور ضعیف مقطع، به عنوان تمرین به دانشجو واگذار می‌شود).



شکل ۱۰ـ۴ نمایش تیر

حل:

باتوجه‌به آنکه بار عمود بر مقطع تیر وارد می‌شود و لنگر حول محور x می‌باشد لذا S_x و Z_x باید محاسبه گردد.

گام ۱- مشخصات ارتجاعی مقطع

$$A = 20 \times 4 + 16 \times 5 = 160cm^2$$
$$\bar{y} = \frac{\Sigma A_i \bar{y}_i}{\Sigma A_i} = \frac{80\times2+80\times12}{160} = 7cm$$
$$I_x = \frac{20\times4^3}{12} + 20 \times 4 \times 5^2 + \frac{5\times16^3}{12} + 5 \times 16 \times 5^2 = 5813cm^4$$
$$S_x = S_{min} = \frac{I_x}{C_{max}} = \frac{5813}{20-7} = 447cm^3$$
$$M_y = f_y\, S_x = 2.4 \times 447 = 1073ton.cm$$

گام ۲- مشخصات خمیری مقطع

ابتدا محور پلاستیک در مقطع محاسبه می‌شود (محوری که مساحت را نصف می‌کند). این محور در محل تلاقی بال با جان است.

محور مبنا، تار بالای مقطع انتخاب می‌شود.

$$A_{top} = A_{bot} = \frac{A}{2} = 20 * 4 = 16 * 5 = 80cm^2 \rightarrow \bar{y}_p = 4cm$$
$$Z_x = Q_t + Q_b$$
$$Z_x = 20 \times 4 \times \frac{4}{2} + 16 \times 5 \times \frac{16}{2} = 800cm^3$$
$$M_{px} = Z_x f_y = 800 \times 2.4 = 1920ton.cm$$

گام ۳- **محاسبه ضریب شکل**

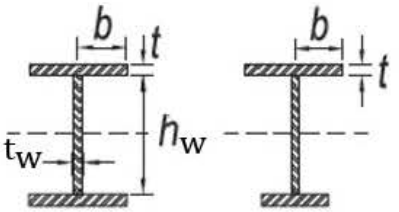
$$F = \frac{Z_x}{S_x} = \frac{M_{px}}{M_{yx}} = \frac{1920}{1073} = 1.79$$

گام ۴- **محاسبه بارگسترده اسمی مجاز**

$$M_{px} = \frac{q_{ux}L^2}{8} \Rightarrow q_{ux} = \frac{8M_{px}}{L^2} \Rightarrow q_{ux} = \frac{8\times1920}{360^2} = 0.1185\frac{ton}{cm} = 11.85\frac{ton}{m}$$

۴-۲-۴ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای خمش

در شکل زیر، ورق بال با عرض b_f به دو قسمت با عرض‌های $b = \frac{b_f}{2}$ قابل تقسیم است که هر یک می‌توانند تحت تاثیر بارگذاری، تغییرشکل داده و ظرفیت مقطع را کاهش دهند. بدین ترتیب با افزایش نسبت عرض به ضخامت هر نیم بال که لاغری بال نام دارد و با رابطه $\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f}$ قابل محاسبه است، ورق بال به نسبت نازکتر شده و از مقاومت آن کاسته می‌شود. همچنین نسبت عرض به ضخامت جان یا لاغری جان برابر $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$ نیز به طور مجزا تعیین‌کننده ظرفیت مقطع خواهد بود. لذا انتظار می‌رود آیین‌نامه‌های طراحی، در محاسبه ظرفیت خمشی مقطع به مقادیر λ_f و λ_w توجه نمایند.



شکل ۱۱ـ ۴ ابعاد اجزاء تشکیل‌دهنده تیر I شکل

۴-۲-۴-۱ طبقه‌بندی اجزاء فشاری تیر

باتوجه‌به آزاد بودن یک‌سوی ورق نیم‌بال، کمانش این ورق با فشار کمتری میسر است. از طرف دیگر، کمانش ورق جان که در هر دو سو مقید می‌باشد، با فشار بیشتری صورت خواهد گرفت. از دیدگاه مقید بودن یا آزادی لبه‌های ورق در برابر کمانش ناشی از بار فشاری، اجزاء تیر به دودسته اجزاء تقویت شده و اجزاء تقویت‌نشده تقسیم‌بندی می‌شوند. چنانچه ذکر شد، آیین‌نامه‌ها برای لاغری اجزاء فشرده و غیر فشرده، محدوده مجازی تعریف می‌نمایند.

الف- اجزاء تقویت شده

اجزایی که در هر دو سمت دارای قید باشند، اجزاء تقویت شده نامیده می‌شوند. از این اجزاء می‌توان جان تیر I شکل، جان تیر U شکل و ورق تقویت بال تیر I شکل را نام برد. در این اجزاء، لاغری (مانند لاغری جان تیر) با λ_w نمایش داده می‌شود.

ب- اجزاء تقویت نشده

اجزایی که در یک سمت دارای قید و در سمت دیگر آزاد باشند، اجزاء تقویت‌نشده نامیده می‌شوند. از این اجزاء می‌توان بال تیر I شکل، بال تیر U شکل و بال و جان تیر T شکل را نام برد. در این اجزاء، لاغری (مانند لاغری بال تیر) با λ_f نمایش داده می‌شود.

۴-۲-۴-۲ طبقه‌بندی اعضای خمشی

از دیدگاه رفتار عضو در برابر خمش، مقاطع فولادی به سه‌گروه مقاطع فشرده، مقاطع غیر فشرده و مقاطع با اجزای لاغر طبقه‌بندی می‌شوند. لازم به ذکر است تیری را «تیر فشرده» می‌نامند که مقطع آن فشرده باشد و همچنین مهار جانبی به تعداد کافی وجود داشته باشد به نحوی که $L_b \leq L_p$ گردد.

الف- مقطع فشرده

مقطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شود که در آن بال‌ها به طور سرتاسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل بوده و همچنین لاغری آنها از مقادیر «حد لاغری فشردگی» تجاوز نکند یعنی نسبت پهنا به ضخامت (لاغری یا λ) در اجزای فشاری تشکیل‌دهنده مقطع عضو (λ_f برای بال مقطع و λ_w برای جان مقطع) از مقادیر λ_{pf} و λ_{pw} تجاوز ننماید. برای اجزاء تقویت نشده λ_{pf} توسط آیین‌نامه تعیین شده و «حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت نشده» نام دارد. به طور مشابه برای اجزاء تقویت شده، λ_{pw} «حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت شده» نام دارد. به‌صورت کلی، λ_p (برای اجزاء تقویت شده و تقویت نشده یا جان و بال) با عبارت «حد لاغری فشردگی» تعریف می‌شود که مقادیر آن در جداول آیین‌نامه ارائه شده است. بدین ترتیب، شرط فشردگی مقطع، مطابق رابطه زیر خواهد بود:

$$\text{مقطع فشرده} \rightarrow \begin{cases} \lambda_f \leq \lambda_{pf} \\ \lambda_w \leq \lambda_{pw} \\ \text{اتصال پیوسته بال به جان} \end{cases} \qquad ۴-۸$$

λ_f لاغری اجزاء تقویت نشده (مانند بال) برابر نسبت پهنا به ضخامت آن جزء

λ_w لاغری اجزاء تقویت شده (مانند جان) برابر نسبت پهنا به ضخامت آن جزء

λ_{pf} حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت نشده (مانند بال) باتوجه‌به جدول

λ_{pw} حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت شده (مانند جان) باتوجه‌به جدول

ب- مقطع غیر فشرده

مقطع غیر فشرده به مقاطعی گفته می‌شود که اتصال بال به جان به‌صورت سرتاسری و پیوسته نبوده و یا در آنها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از مقادیر λ_p تجاوز نموده ولی از λ_r کوچکتر باشد. λ_r (برای اجزاء تقویت شده و تقویت نشده یا جان و بال) با عبارت «حد لاغری غیر فشردگی اجزاء» تعریف می‌شود که مقادیر آن در جداول آیین‌نامه ارائه شده است. برای اجزاء تقویت نشده λ_{rf} توسط آیین‌نامه تعیین شده و «حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت نشده» نام دارد. به طور مشابه برای اجزاء تقویت شده، λ_{rw} «حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت شده» نام دارد. بدین ترتیب، شرط غیر فشرده بودن مقطع، مطابق

رابطه زیر خواهد بود. لازم به ذکر است چنانچه مقطع به‌جز شرط پیوستگی بال و جان، سایر شرایط مقطع فشرده را داشته باشد، مقطع غیر فشرده محسوب می‌شود (این وضعیت در رابطه زیر منعکس نشده است).

$$\text{مقطع غیر فشرده} \rightarrow \begin{cases} \lambda_{pf} \le \lambda_f \le \lambda_{rf} \\ \lambda_{pw} \le \lambda_w \le \lambda_{rw} \end{cases} \qquad \text{۴ـ۹}$$

λ_f لاغری اجزاء تقویت نشده (مانند بال) برابر نسبت پهنا به ضخامت آن جزء

λ_w لاغری اجزاء تقویت شده (مانند جان) برابر نسبت پهنا به ضخامت آن جزء

λ_{pf} حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت نشده (مانند بال) باتوجه‌به جدول

λ_{pw} حد لاغری فشردگی برای اجزاء تقویت شده (مانند جان) باتوجه‌به جدول

λ_{rf} حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت نشده (مانند بال) باتوجه‌به جدول

λ_{rw} حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت شده (مانند جان) باتوجه‌به جدول

پ- مقطع لاغر

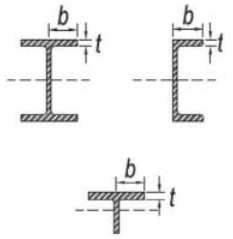
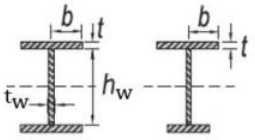
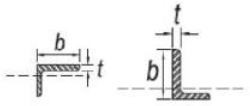
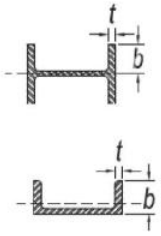
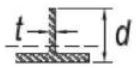
مقاطع لاغر یا مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت (لاغری) در حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهنده مقطع عضو (بال و جان) از λ_r تجاوز نماید. به عبارت دیگر:

$$\text{مقطع لاغر} \rightarrow \begin{cases} \lambda_f > \lambda_{rf} \\ \lambda_w > \lambda_{rw} \end{cases} \qquad \text{۴ـ۱۰}$$

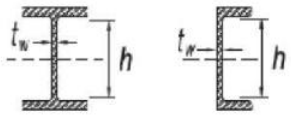
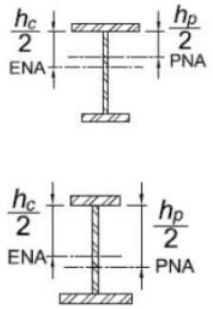
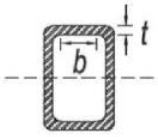
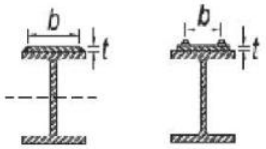
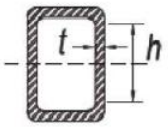
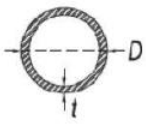
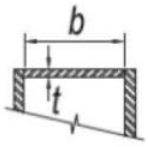
λ_{rf} حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت نشده (مانند بال)

λ_{rw} حد لاغری غیر فشردگی برای اجزاء تقویت شده (مانند جان) باتوجه‌به جدول

جدول ۱ـ۴ نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح	λ_f	λ_{pf} لاغری فشرده λ_{rf} لاغری غیر فشرده	توضیحات
۱	بال مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی و سپری	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 11.08$ $\lambda_{rf} = 1.0\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 29.15$	
۲	بال مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 11.08$ $\lambda_{rf} = 0.95\sqrt{\frac{K_c E}{f_L}}$ $0.35 \le K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \le 0.76$	
۳	ساق نبشی تک	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pf} = 0.54\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 15.74$ $\lambda_{rf} = 0.91\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 26.53$	
۴	بال کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 11.08$ $\lambda_{rf} = 1.0\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 29.15$	
۵	تیغه (جان) مقاطع سپری	$\frac{d}{t}$	$\lambda_{pf} = 0.84\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 24.49$ $\lambda_{rf} = 1.52\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 43.88$	

جدول ۲ـ۴ نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح	λ_w	λ_{pw} لاغری فشرده λ_{rw} لاغری غیر فشرده	توضیحات
۶	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	$\frac{h}{t_w}$	$\lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 109.62$ $\lambda_{rw} = 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 166.18$	
۷	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	$\frac{h_c}{t_w}$	$\lambda_{pw} = \min\left(\frac{\frac{h_e}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2}, \lambda_r\right)$ $\lambda_{rw} = 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 166.18$	
۸	بال مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pw} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 32.65$ $\lambda_{rw} = 1.4\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 40.82$	
۹	ورق پوششی و ورق دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pw} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 32.65$ $\lambda_{rw} = 1.4\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 40.82$	
۱۰	جان مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) جعبه‌ای	$\frac{h}{t}$	$\lambda_{pw} = 2.42\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 70.55$ $\lambda_{rw} = 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 166.18$	
۱۱	مقاطع توخالی دایره‌ای‌شکل	$\frac{D}{t}$	$\lambda_{pw} = 0.07\frac{E}{f_y} \xrightarrow{ST37} 59.5$ $\lambda_{rw} = 0.31\frac{E}{f_y} \xrightarrow{ST37} 263.5$	
۱۲	بالهای مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق	$\frac{b}{t}$	$\lambda_{pw} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 32.33$ $\lambda_{rw} = 1.49\sqrt{\frac{E}{f_y}} \xrightarrow{ST37} 43.01$	

در محاسبات مرتبط با جدول فوق، برخی مشخصه‌ها به شرح زیر محاسبه و استفاده می‌گردند:

- h، h_e و h_p

مقدار h برای جان مقاطع نورد شده برابر فاصله بین نقاط شروع گردی اتصال جان به بال است، به عبارت دیگر $h = h_c$ و در مقاطع ساخته شده از ورق با اتصالات جوشی (تیرورق)، برابر فاصله خالص دو بال است یعنی $h = h_w$. مقادیر h_e و h_p با دو برابر فاصله تار خنثی الاستیک و تار خنثی پلاستیک از رویه داخلی بال فشاری تعریف می‌شوند[1].

$$h = \begin{cases} h_c & \text{پروفیل نورد شده} \\ h_w & \text{تیرورق} \end{cases} \qquad \text{۴ـ ۱۱}$$

$$h_e = 2 \times y_e$$

$$h_p = 2 \times y_p$$

y_e فاصله از تار خنثی الاستیک تا رویه داخلی بال فشاری مقطع

y_p فاصله از تار خنثی پلاستیک تا رویه داخلی بال فشاری مقطع

بدین ترتیب نسبت $\frac{h_e}{h_p}$ برابر نسبت $\frac{y_e}{y_p}$ خواهد بود که برای محاسبه آن، نیاز به محاسبه موقعیت تار خنثی الاستیک و پلاستیک مقطع است.

- K_c

در مقاطع تیرورق K_c از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$0.35 \le K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \le 0.76 \qquad \text{۴ـ ۱۲}$$

h_w فاصله بین دو بال تیرورق

t_w ضخامت جان

- f_L

برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیر فشرده مقدار f_L از ضابطه زیر بدست می‌آید:

$$\begin{cases} \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7 \Rightarrow f_L = 0.7 f_y \\ \frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \Rightarrow f_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} f_y \ge 0.5 f_y \end{cases} \qquad \text{۴ـ ۱۳}$$

S_{xt} اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

[1] برای اطلاع از ضوابط و تعاریف مرتبط با تیرورق با اتصال پیچ و مهره‌ای به بند ۱۰ـ ۴ـ ۲ـ ۲ مبحث دهم مراجعه شود. همچنین نماد h_e به جهت سهولت نامگذاری شده و با نماد مبحث دهم متفاوت است.

در استفاده از رابطه فوق، با کمی ساده سازی $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{\frac{I_x}{y_{et}}}{\frac{I_x}{y_{ec}}} = \frac{y_{ec}}{y_{et}}$ بدست می‌آید که در آن y_{ec} و y_{et} به ترتیب فاصله تار خنثی الاستیک تا دورترین تار بال فشاری و بال کششی مقطع می‌باشند.

مثال ۴-۳

مطلوب است کنترل فشردگی بال و جان برای مقطع نورد شده IPE36

حل)

$IPE36: b_f = 17cm, t_f = 1.27cm, d = 36cm, t_w = 0.8cm, d - 2K = 29.8cm$

گام ۱- کنترل فشردگی بال

برای کنترل فشردگی بال لازم است لاغری بال $\boldsymbol{\lambda_f}$ و حد لاغری فشردگی بال $\boldsymbol{\lambda_{pf}}$ محاسبه شود. با استفاده از ردیف ۱ جدول داریم:

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{\frac{17}{2}}{1.27} = 6.69$$

$$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_f = 6.69 \leq \lambda_{pf} = 11.08$$

بنابراین بال مقطع فشرده است.

گام ۲- کنترل فشردگی جان

$$h_c = d - 2K = 29.8cm$$

با استفاده از ردیف ۱۶ جدول داریم:

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.3$$

$$\lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$$

$$\lambda_w = 37.3 \leq \lambda_{pw} = 109.6$$

بنابراین جان مقطع نیز فشرده است.

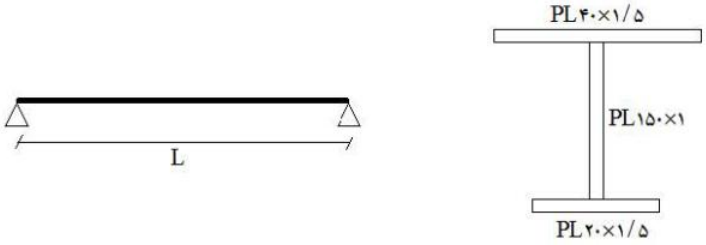
نوشتن روابط فوق بدین صورت نیز امکان‌پذیر است:

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} = \frac{\frac{17}{2}}{1.27} = 6.69 \leq \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.3 \leq \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$$

مثال ۴-۴

تیر شکل زیر از مقطع تیر ورق داده شده مفروض است. مطلوب است کنترل فشردگی بال و جان برای این مقطع.



حل الف) کنترل فشردگی بال

با فرض بارگذاری ثقلی، بال بحرانی همان بال فشاری یعنی بال بالای تیر است.

گام ۱- محاسبه لاغری بال λ_f و حد لاغری فشردگی بال λ_{pf}

با استفاده از ردیف ۱ جدول داریم:

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{\frac{40}{2}}{1.5} = 13.33$$

$$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_f = 13.33 \nleq \lambda_{pf} = 11.08$$

بنابراین بال مقطع فشرده نمی‌باشد. برای محاسبه λ_{rf} نیاز به محاسبه تار خنثی الاستیک است.

گام ۲- محاسبه تار خنثی الاستیک

$$\bar{y_e} = \frac{0.75\times20\times1.5+76.5\times150\times1+152.25\times40\times1.5}{20\times1.5+150\times1+40\times1.5} = 85.96cm$$

$$y_{et} = 85.96cm$$

$$y_{ec} = 153 - 85.96 = 67.04cm$$

گام ۳- محاسبه حد لاغری غیر فشردگی بال λ_{rf}

$$\lambda_{rf} = 0.95\sqrt{\frac{K_C E}{f_L}}$$

$$0.35 \le K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \le 0.76$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{150}{1}}} = 0.32 < 0.35 \rightarrow K_c = 0.35$$

برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیر فشرده مقدار f_L از ضابطه زیر بدست می‌آید:

$$\begin{cases}\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \Rightarrow f_L = 0.7f_y \\ \frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \Rightarrow f_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} f_y \geq 0.5f_y\end{cases}$$

در ضابطه فوق S_{xt} اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی و S_{xc} اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری می‌باشد.

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{y_{ec}}{y_{et}} = \frac{67.04}{85.96} = 0.78 \geq 0.7 \rightarrow f_L = 0.7f_y = 0.7 \times 2.4 = 1.68 \frac{ton}{cm^2}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95\sqrt{\frac{K_C E}{f_L}} = 0.95\sqrt{\frac{0.35 \times 2040}{1.68}} = 19.87$$

$$\lambda_{pf} = 11.08 < \lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = 13.33 < \lambda_{rf} = 19.87$$

بنابراین بال مقطع غیر فشرده می‌باشد.

حل ب) کنترل فشردگی جان

با استفاده از ردیف ۱۶ جدول داریم:

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{150}{1} = 150$$

$$\lambda_{pw} = min\left(\frac{\frac{h_e}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0.054\frac{M_p}{M_y} 0.09\right)^2}, \lambda_r\right)$$

گام ۴- اساس مقطع و تار خنثی الاستیک S_x

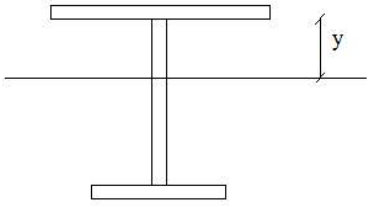
$$I_x = \frac{1}{12} \times 20 \times 1.5^3 + 20 \times 1.5 \times (85.96 - 0.75)^2 + \frac{1}{12} \times 1 \times 150^3 + 1 \times 150 \times (85.96 - 76.5)^2 + \frac{1}{12} \times 40 \times 1.5^3 + 40 \times 1.5 \times (85.96 - 152.25)^2 = 776174.8\, cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{c_y}, c_y = y_t = 85.96cm \rightarrow S_x = \frac{776174.784}{85.96} = 9029.5\, cm^3$$

$$M_{yx} = S_x\, f_y = 9029.49 \times 2.4 = 21671\, ton.cm$$

$$y_e = y_{ec} - t_f = 67.04 - 1.5 = 65.54cm \Rightarrow h_e = 2y_e = 2 \times 65.54 = 131.1cm$$

گام ۵- اساس مقطع و تار خنثی پلاستیک Z_x



$$A_{up} = \frac{A}{2} \Rightarrow 40 \times 1.5 + y \times 1 = \frac{40 \times 1.5 + 150 \times 1 + 20 \times 1.5}{2} \Rightarrow y_p = y = 60cm$$

$$h_p = 2 \times y_p = 2 \times 60 = 120cm$$

$$Z_x = 20 \times 1.5 \times 90.75 + 90 \times 1 \times 45 + 60 \times 1 \times 30 + 40 \times 1.5 \times 60.75 = 12217.5 cm^3$$
$$M_{px} = Z_x \times f_y = 12217.5 \times 2.4 = 29322\ ton.cm$$

گام ۶- **کنترل فشردگی جان**

$$\lambda_r = 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5.7\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 166.18$$

$$\frac{\frac{h_e}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09)^2} = \frac{\frac{131.1}{120}\sqrt{\frac{2040}{2.4}}}{(0.54\frac{29322}{21670.8}-0.09)^2} = 65.97$$

$$\lambda_p = min\left(\frac{\frac{h_e}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09)^2}, \lambda_r\right) = min\left(\frac{\frac{131.1}{120}\sqrt{\frac{2040}{2.4}}}{(0.54\frac{29322}{21670.8}-0.09)^2}, 5.7\sqrt{\frac{2040}{2.4}}\right) = min(77.60,166.18) = 77.60$$

$$\lambda_p = 77.60 \leq \lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = 120 \leq \lambda_r = 166.18$$

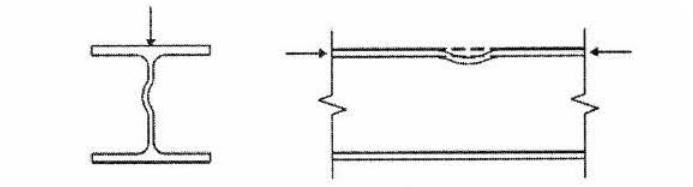
بنابراین جان مقطع نیز غیر فشرده می‌باشد.

۴-۳ کمانش در عضو خمشی

در عضو خمشی برای تعیین مقاومت خمشی اسمی باید حالت حدی بر اساس کمانش حاکم بر آن مشخص شود. در زیر به معرفی دو نوع کمانش پرداخته می‌شود.

۴-۳-۱ کمانش موضعی بال[۱] (FLB) وکمانش موضعی جان[۲] (WLB)

در حالت کمانش موضعی، بال یا جان مقطع و یا هر دو لاغر می‌باشند و شرایط مقطع فشرده و غیر فشرده را ندارند. در این حالت و قبل از دستیابی به حداکثر ظرفیت خمشی مقطع، کمانش موضعی بال فشاری (FLB) در اثر نیروی فشاری حاصل از خمش، یا کمانش موضعی جان (WLB) در اثر بارهای عرضی و نیروهای فشاری حاصل از خمش سبب شکست زودهنگام عضو می‌شود (طبق شکل زیر). بررسی کمانش موضعی اعضای خمشی، با تعیین نسبت‌های λ_f و λ_w و مقایسه آنها با مقادیر مجاز جدول انجام می‌شود.



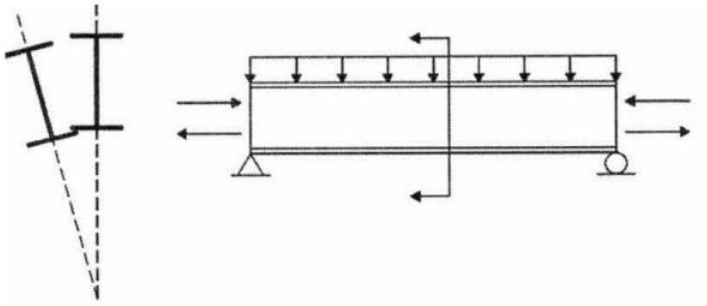
شکل ۱۲ـ۴ نمایش کمانش موضعی

[۱] Flange Local Buckling

[۲] Web Local Buckling

۴-۳-۲ کمانش پیچشی جانبی [۱] (LTB)

در اعضای خمشی، به طور مثال مقاطع I شکل، مجموعه بال فشاری و بخشی از جان فشاری تیر، مانند یک ستون عمل می‌نماید. مهار بال فشاری تیر برای جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی عضو خمشی، معمولاً امری ضروری و تأثیرگذار بر مقاومت خمشی اسمی عضو می‌باشد. اگر فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی به‌گونه‌ای باشد که برای ممانعت از کمانش قید کافی وجود نداشته باشد، بخش فشاری تیر دچار کمانش پیچشی جانبی می‌گردد. این نوع کمانش متقارن نیست زیرا عامل کمانش در وجه فشاری تیر می‌باشد، درصورتی‌که وجه کششی تیر تمایلی به کمانش جانبی ندارد. در شکل زیر کمانش پیچشی جانبی تیر نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۱۳ـ۴ نمایش کمانش پیچشی ـ جانبی تیر

۴-۳-۲-۱ ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b

آیین نامه اثرات کمانش پیچشی جانبی عضو خمشی را با اعمال ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b در مقاومت اسمی مقطع در نظر می‌گیرد. این ضریب که بر اساس مقادیر لنگرهای تیر، در طول مهار نشده عضو تعیین می‌گردد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_b = min\left\{3.0,\quad \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_{\frac{1}{4}} + 4M_{\frac{2}{4}} + 3M_{\frac{3}{4}}} \times R_m\right\} \qquad ۴-۱۴$$

C_b	ضریب کمانش پیچشی جانبی در فاصله میان دو مهار جانبی		
M_{max}	قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حدفاصل دو مقطع مهار شده		
R_m	ضریب اصلاح کمانش پیچشی جانبی	$M_{\frac{1}{4}}$	قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهار نشده
$M_{\frac{2}{4}}$	قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهار نشده	$M_{\frac{3}{4}}$	قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهار نشده

در مورد اعضای با یک محور تقارن و با انحنای خمشی مضاعف، حالت حدی کمانش پیچشی جانبی برای هر دو بال مقطع مورد بررسی قرار می‌گیرد. مقاومت خمشی موجود باید بزرگ‌تر یا مساوی لنگر خمشی حداکثر که در بال مورد نظر، فشار ایجاد می‌کند، باشد.

---

[۱] Lateral Torsional Buckling

برای اعضای خمشی با مقطع نامتقارن به طور محافظه‌کارانه C_b را می‌توان مساوی یک در نظر گرفت. همچنین برای تیرهای طره که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی با واحد می‌باشد.

نکته مهمی که لازم است به آن توجه شود، محدوده ضریب C_b می‌باشد که حداقل مقدار $C_b = 1.0$ تا حداکثر مقدار $C_b = 3$ متغیر می‌باشد. به عبارت دیگر، مهار جانبی تاثیر بسزایی در طراحی اعضای خمشی دارد و قادر است ظرفیت خمشی اسمی مقطع را تا سه برابر فزایش دهد.

۴-۳-۲-۲ ضریب اصلاح کمانش پیچشی جانبی R_m

برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب R_m برابر یک می‌باشد. برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف، این ضریب از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$R_m = \begin{cases} 1.0 & \textit{مقطع با دو محور تقارن} \\ 0.5 + 2\left(\frac{I_{yTOP}}{I_y}\right)^2 & \textit{سایر مقاطع} \end{cases} \qquad ۴_۱۵$$

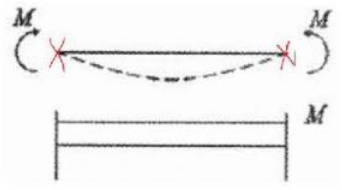
I_y لنگر اینرسی مقطع حول محور اصلی y

I_y^{top} لنگر اینرسی بال فوقانی مقطع حول محور اصلی y

در این کتاب، فرض بر آن است که تیرهای ساده (با دو تکیه‌گاه مفصلی در دو انتها)، تیرهای سراسری (دارای چند تکیه‌گاه مفصلی، غلتکی و گیردار) و دیگر تیرها، در محل همه تکیه‌گاه‌ها دارای مهار جانبی هستند. علاوه بر آنها، چنانچه تیر دارای مهار جانبی دیگری باشد، با علامت X بر روی تیر نمایش داده خواهد شد.

مثال ۴-۵

ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b را در تیر زیر محاسبه نمایید. مهار جانبی در دو انتهای تیر وجود دارد (علامت X). لنگر یکسان M در هر دو انتهای تیر و در دو جهت مختلف اعمال و نمودار لنگر مطابق شکل، حاصل شده است. بار عرضی بین نقاط مهار شده در نظر گرفته نشده و مقطع دارای دو محور تقارن است.



حل:

لنگرها در نقاط مهار شده برابر می‌باشند و انحنای خمشی یک‌طرفه است. دیاگرام لنگر در فواصل بین مهارهای جانبی ثابت می‌باشد و لذا:

$$M_{\frac{1}{4}} = M_{\frac{2}{4}} = M_{\frac{3}{4}} = M_{max} = M$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

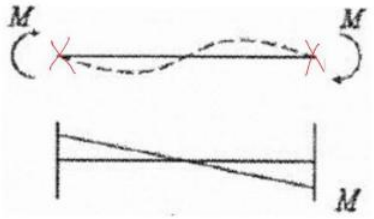
$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5M}{2.5M+3M+4M+3M} \times 1\right\} = min\left\{3.0,\ \frac{12.5}{12.5} * 1\right\} = 1.0$$

مثال ۴-۶

ضریب‌کمانش پیچشی جانبی C_b را در تیر زیر محاسبه نمایید. مهار جانبی در دو انتهای تیر وجود دارد. لنگر یکسان M در هر دو انتهای تیر اعمال و نمودار لنگر مطابق شکل، حاصل شده است. بار عرضی بین نقاط مهار شده در نظر گرفته نشده و مقطع دارای دو محور تقارن است.



حل:

لنگرها در نقاط مهار شده برابر می‌باشند و انحنای خمشی دوطرفه است. دیاگرام لنگر در فواصل بین مهارهای جانبی خطی می‌باشد و لذا:

$$M_{max} = M$$
$$M_{\frac{1}{4}} = \left|\frac{M}{2}\right| = \frac{M}{2}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = 0$$
$$M_{\frac{3}{4}} = \left|-\frac{M}{2}\right| = \frac{M}{2}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

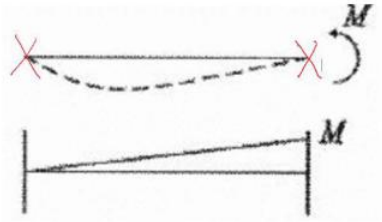
در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5M}{2.5M+3\left(\frac{M}{2}\right)+4(0)+3\left(\frac{M}{2}\right)} \times 1\right\} = min\{3.0,\ 2.273\} = 2.273$$

در این حالت، باتوجه‌به تشکیل نقطه عطف که می‌تواند باعث کاهش طول مهار نشده گردد، معمولاً کمترین مقدار بحران را از نظر طول مهار نشده دارد و بیشترین C_b را نتیجه می‌دهد.

مثال ۴-۷

ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b را در تیر زیر محاسبه نمایید. مهار جانبی در دو انتهای تیر وجود دارد. لنگر M در یک انتهای تیر اعمال و نمودار لنگر مطابق شکل، حاصل شده است. بار عرضی بین نقاط مهار شده در نظر گرفته نشده و مقطع دارای دو محور تقارن است.



حل:

انحنای خمشی یک‌طرفه است. دیاگرام لنگر در فواصل بین مهارهای جانبی خطی می‌باشد و لذا:

$$M_{max} = M$$
$$M_{\frac{1}{4}} = \left|\frac{M}{4}\right| = \frac{M}{4}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = \left|\frac{M}{2}\right| = \frac{M}{2}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = \left|\frac{3M}{4}\right| = \frac{3M}{4}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5M}{2.5M+3\left(\frac{M}{4}\right)+4\left(\frac{M}{2}\right)+3\left(\frac{3M}{4}\right)} \times 1\right\} = min\{3.0,\ 1.667\} = 1.667$$

مثال ۴-۸

تیر دو سر ساده تحت اثر بار متمرکز P در وسط دهانه، در محل تکیه‌گاه و بار متمرکز دارای مهار جانبی است. ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b را محاسبه نمایید. مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.

حل:

باتوجه‌به معادله لنگر در طول تیر، لنگر در فاصله x از تکیه‌گاه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M(x) = R.x = \frac{Px}{2}$$
$$M_{max} = M\left\{x = \frac{L}{2}\right\} = \frac{PL}{4}$$
$$M_{\frac{1}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{8}\right\} = \frac{PL}{16} = \frac{1}{4}M_{max}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{4}\right\} = \frac{PL}{8} = \frac{2}{4}M_{max}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = M\left\{x = \frac{3L}{8}\right\} = \frac{3PL}{16} = \frac{3}{4}M_{max}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0, \frac{M_{max}}{M_{max}} * \frac{12.5}{2.5(1)+3\left(\frac{1}{4}\right)+4\left(\frac{2}{4}\right)+3\left(\frac{3}{4}\right)} \times 1\right\} = 1.667$$

بنابراین ضریب کمانش پیچشی جانبی برای تیر با بار متمرکز میانی و مهار جانبی در تکیه‌گاه و بار متمرکز برابر ۱/۶۶۷ می‌باشد.

مثال ۴-۹

تیر دو سر ساده تحت اثر بارگسترده w فقط در محل تکیه‌گاه دارای مهار جانبی است. ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b را محاسبه نمایید. مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.

حل:

باتوجه‌به معادله لنگر در طول تیر، لنگر در فاصله x از تکیه‌گاه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M(x) = R.x - \frac{wx^2}{2} = \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2}$$
$$M_{\frac{1}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{4}\right\} = \frac{3wL^2}{32}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{2}\right\} = \frac{wL^2}{8}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = M\left\{x = \frac{3L}{4}\right\} = \frac{3wL^2}{32}$$
$$M_{max} = M_B = \frac{wL^2}{8}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

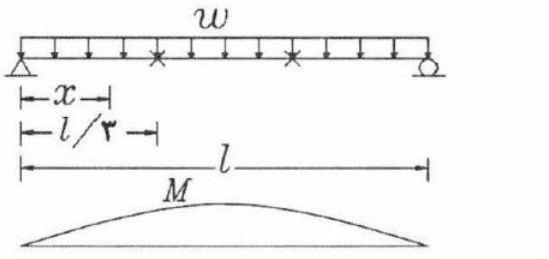
در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{\frac{wL^2}{32}}{\frac{wL^2}{32}} * \frac{12.5*4}{2.5*4+3*3+4*4+3*3} \times 1\right\} = 1.136$$

بنابراین ضریب کمانش پیچشی جانبی برای تیر با بارگسترده و مهار جانبی در تکیه‌گاه برابر ۱/۱۳۶ می‌باشد.

مثال ۴-۱۰

تیر دو سر ساده تحت اثر بارگسترده w در محلهای یک‌سوم طول دهانه مهار و نمودار لنگر مطابق شکل، حاصل شده است. ضریب کمانش پیچشی جانبی C_b را محاسبه نمایید. مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.



توجه: تکیه‌گاه‌های تیر نیز نقاط مهار شده محسوب می‌گردد، زیرا از پیچش تیر در آن نقاط جلوگیری می‌نمایند.

حل:

باتوجه‌به نمودار لنگر در طول تیر و موقعیت نقاط مهار شده، دو حالت C_b یکی برای طول مهارنشده کناری و دیگری برای طول مهارنشده وسط لازم است، مورد بررسی قرار گیرد. لنگر تیر به فاصله x از تکیه‌گاه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M = \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2}$$

معادله لنگر در سراسر تیر و در هر دو ناحیه یکسان است.

گام ۱- C_b در طول مهار نشده کناری $\left(0 \le x \le \frac{L}{3}\right)$

$$M_{max} = M\left\{x = \frac{L}{3}\right\} = \frac{wL^2}{9}$$
$$M_{\frac{1}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{12}\right\} = \frac{11wL^2}{288}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{6}\right\} = \frac{5wL^2}{72}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{4}\right\} = \frac{3wL^2}{32}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{wL^2}{wL^2} \times \frac{12.5\left(\frac{1}{9}\right)}{2.5\left(\frac{1}{9}\right)+3\left(\frac{11}{288}\right)+4\left(\frac{5}{72}\right)+3\left(\frac{3}{32}\right)} \times 1\right\} = 1.460$$

گام ۲- C_b در طول مهار نشده میانی $\left(\frac{L}{3} \le x \le \frac{2L}{3}\right)$

$$M_{max} = M\left\{x = \frac{L}{2}\right\} = \frac{wL^2}{8}$$
$$M_{\frac{1}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{3} + \frac{1}{4} \times \frac{L}{3} = \frac{5L}{12}\right\} = \frac{35wL^2}{288}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = M\left\{x = \frac{1}{3} + \frac{2}{4} \times \frac{L}{3} = \frac{L}{2}\right\} = \frac{wL^2}{8}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{3} + \frac{3}{4} \times \frac{L}{3} = \frac{7L}{12}\right\} = \frac{35wL^2}{288}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

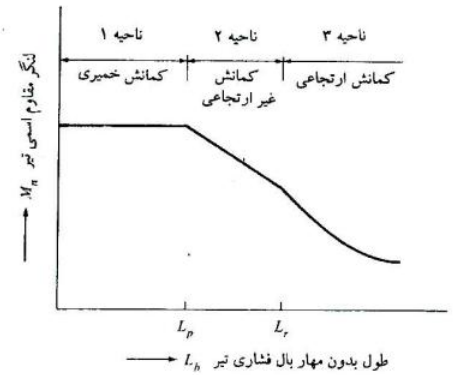
$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{wL^2}{wL^2} \times \frac{12.5\left(\frac{1}{8}\right)}{2.5\left(\frac{1}{8}\right)+3\left(\frac{35}{288}\right)+4\left(\frac{1}{8}\right)+3\left(\frac{35}{288}\right)} \times 1\right\} = 1.014$$

۴-۴ رفتار تیر در برابر خمش

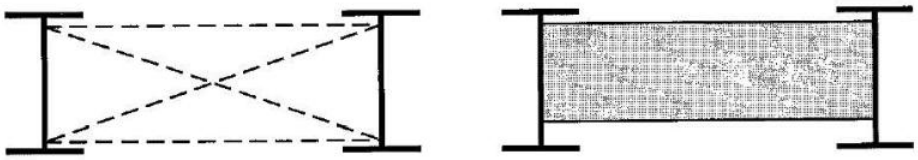
ظرفیت خمشی تیر به شرایط مقطع از نظر فشردگی و غیر فشردگی و لاغر بودن، فواصل مهار جانبی بال فشاری و راستای اعمال بار خارجی (محوری که خمش حول آن اتفاق می‌افتد) بستگی دارد. براین‌اساس برای محاسبه ظرفیت اسمی اعضای خمشی سه ناحیه مختلف طبق شکل زیر تعریف شده است.



شکل ۱۴ـ۴ رابطه بین مقاومت خمشی اسمی و فواصل مهار جانبی

۴-۴-۱ ناحیه ۱:کمانش خمیری

در این حالت بار وارد بر مقطع افزایش می‌یابد تا مقطع وارد ناحیه خمیری گردد، از آنجاکه فواصل مهارهای جانبی به‌اندازه کافی از یکدیگر کم می‌باشد، بنابراین می‌توان تا زمانی که تمامی تارهای مقطع تسلیم شوند، بار را اعمال نمود بدون آنکه در تیر کمانش جانبی روی دهد. در حقیقت با تشکیل مفصل خمیری باز توزیع لنگر خمش در تیر شکل می‌گیرد. در این حالت فاصله مهارهای جانبی از مقدار معینی که L_p نامیده می‌شود، تجاوز نمی‌کند مقدار L_p بستگی به مشخصات مقطع تیر و تنش تسلیم آن دارد. شرط کمانش خمیری $L_b \leq L_p$ می‌باشد.

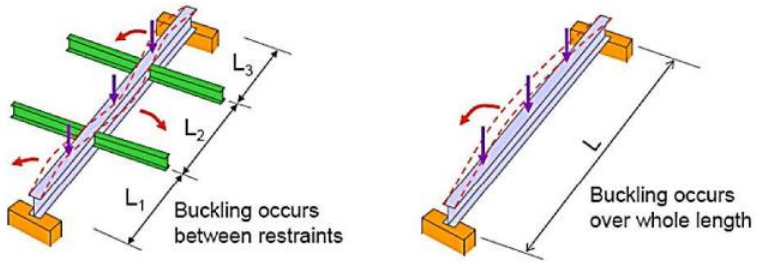


شکل ۱۵ـ۴ نمایش مهارهای جانبی

۴-۴-۲ ناحیه ۲:کمانش غیرارتجاعی

اگر فواصل مهارهای جانبی در ناحیه فشاری تیر افزایش یابد ممکن است در هنگام افزایش بار وارد بر تیر برخی از تارهای فشاری و نه همه آنها تسلیم گردند. در واقع ظرفیت دورانی مقطع آن‌قدر کافی نیست تا امکان تسلیم‌شدن تمامی تارهای فشاری را ایجاد نماید. در این حالت از تمام ظرفیت پلاستیک مقطع استفاده نمی‌شود؛ لذا امکان بازتوزیع لنگر و استفاده از تحلیل خمیری تیر وجود ندارد؛ لذا کمانش غیرارتجاعی بر مقطع حاکم می‌شود.

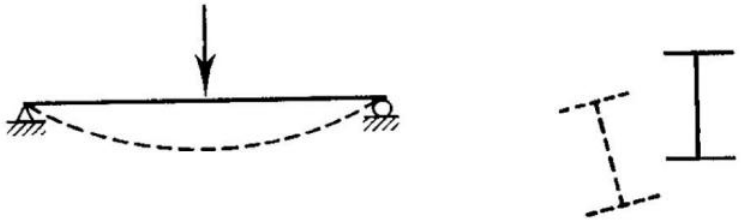
با افزایش فواصل مهارهای جانبی، ظرفیت خمشی مقطع تقلیل می‌یابد و زمانی فرا می رسد که کمانش مقطع قبل از رسیدن تاری از مقطع به تنش تسلیم، اتفاق می‌افتد. حداکثر فاصله بدون مهار مقطع به‌صورتی که تا آن فاصله تاری از مقطع به تنش تسلیم برسد، حد نهایی حوزه غیرارتجاعی خواهد بود. این مقدار با L_r نشان داده می‌شود و مقدار آن به ابعاد مقطع تیر و تنش تسلیم فولاد و نحوه توزیع تنش پسماند در مقطع تیر بستگی دارد. در این موقعیت به محض آنکه در مقطعی از تیر لنگر خمشی به مقداری برسد که به‌صورت نظری باعث تسلیم تاری از مقطع گردد (که عملاً به دلیل وجود تنش پسماند کمتر از f_y است) مقطع به کمانش خواهد افتاد. در این مرحله موضوع تنش پس‌ماند مطرح می‌گردد. شکل رخ‌دادن کمانش را بین مهارهای جانبی نشان می‌دهد. شرط کمانش غیرارتجاعی $L_p \leq L_b \leq L_r$ می‌باشد.



شکل ۱۶ـ۴ نمایش رخ دادن کمانش بین مهارهای جانبی

۳-۴-۴ ناحیه ۳:کمانش ارتجاعی

اگر فواصل مهارهای جانبی در ناحیه فشاری تیر به مقدار زیادی افزایش یابد یعنی از L_r بزرگ‌تر گردد، ممکن است در هنگام افزایش بار وارد بر تیر قبل از آنکه تاری از تیر به تنش تسلیم برسد، مقطع کمانش نماید. هرچه فاصله مهارهای جانبی افزایش پیدا کند، ظرفیت خمشی مقطع تیر نیز کاهش می‌یابد. با افزایش بار وارد بر تیر خیز جانبی تیر افزایش یافته تا زمانیکه لنگر خمشی به M_{cr} برسد. در این حالت کل مقطع بال فشاری تیر کمانش جانبی پیدا می کند. این لنگر وابسته به استحکام پیچشی و تابیدگی مقطع می‌باشد. می‌توان گفت شرط کمانش ارتجاعی $L_b > L_r$ می‌باشد.



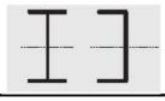
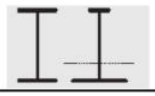
شکل ۱۷ـ۴کمانش جانبی تیر به علت زیاد بودن فواصل مهار جانبی

۴-۴-۴ مقاومت خمشی طراحی تیر [1]

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان حالت‌های حدی (بر اساس انواع کمانش کنترل‌کننده عضو) برای انواع مقطع بیان شده است که منتخب آن در جدول زیر مشاهده می‌شود.

[1] به دلیل کاربرد بیشتر و همچنین سهولت در یادگیری، مطالب این بند مختص به تیرهای I شکل با دو محور تقارن و مقطع فشرده ارائه شده است. ضوابط مربوط به سایر مقاطع و سایر شرایط در بند ۱۰ـ۲ـ۵ مبحث دهم ارائه شده است.

جدول ۴ـ۱ـ منتخب حالت‌های حدی برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۲-۵-۲		C	C	Y,LTB
۱۰-۲-۵-۳		NC	C	LTB,FKLB
۱۰-۲-۵-۴		C. NC	C. NC	Y,LTB,FLB,TFY
۱۰-۲-۵-۵		C. NC	S	Y,LTB,FLB,TFY
۱۰-۲-۵-۶		C. NC	N/A	Y,FLB

Y	تسلیم	LTB	کمانش پیچشی جانبی
FLB	کمانش موضعی بال	FLB	کمانش موضعی جان
TFY	تسلیم کششی بال	LLB	کمانش موضعی ساق
LB	کمانش موضعی	C	فشرده
NC	غیر فشرده	S	لاغر
N/A	کاربرد ندارد		

بطور کلی ظرفیت خمشی طراحی یا مقاومت خمشی طراحی تیر بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با استفاده از روش LRFD، برابر $\phi_b M_n$ و با استفاده از روش ASD برابر $\frac{M_n}{\Omega_b}$ است که در آن $\phi_b = 0.9$ و $\Omega_b = 1.67$ ضریب کاهش مقاومت و M_n مقاومت خمشی اسمی یا ظرفیت خمشی اسمی است و می‌بایست از حداقل مقادیر حاصل از حالت‌های تسلیم بال کششی (Y)، کمانش پیچشی ـ جانبی (LTB)، کمانش موضعی بال (FLB) و کمانش موضعی جان (WLB) تجاوز نکند. لازم به ذکر است در برخی شرایط لازم نیست تمامی مقادیر محاسبه گردند. به عنوان مثال مطابق روابط زیر، در اعضای یا مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن تحت خمش حول محور قوی، باتوجه‌به فاصله مهارهای جانبی تیر، برابر مقاومت خمشی اسمی تیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم بال کششی (Y) و کمانش جانبی ـ پیچشی (LTB) و چنانچه فاصله مهارهای جانبی کم باشد، تنها حالت حدی تسلیم بال کششی (Y) می‌باشد.

	ASD	LRFD
۴ـ ۱۶	$M_{ux} \le \frac{M_{nx}}{\Omega_b}$ $M_{nx} = \begin{cases} M_{nx}^{(Y)} & \leftarrow (L_b \le L_p) \\ min(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}) & \leftarrow (L_b > L_p) \end{cases}$	$M_{ux} \le \phi_b M_{nx}$ $M_{nx} = \begin{cases} M_{nx}^{(Y)} & \leftarrow (L_b \le L_p) \\ min(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}) & \leftarrow (L_b > L_p) \end{cases}$

ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi_b = 0.9$

M_{nx} ظرفیت خمشی اسمی یا مقاومت خمشی اسمی تیر حول محور قوی

$M_{nx}^{(Y)}$ ظرفیت خمشی اسمی تیر از حالت حدی تسلیم، حول محور قوی

$M_{nx}^{(LTB)}$ ظرفیت خمشی اسمی تیر از حالت حدی کمانش پیچشی جانبی، حول محور قوی

M_{ux} لنگر نهایی ضریب دار حول محور قوی x

Ω_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\Omega_b = 1.67$

مقاومت خمشی اسمی تیر I شکل با بال‌های فشرده حول محور ضعیف، تنها بر اساس حالت حدی تسلیم بال کششی (Y) و بدون توجه به فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی به دست می‌آید.

LRFD	ASD	
$M_{ux} \le \phi_b M_{ny}$	$M_{uy} \le \frac{M_{ny}}{\Omega_b}$	۴ـ ۱۷

ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi_b = 0.9$

M_{ny} ظرفیت خمشی اسمی یا مقاومت خمشی اسمی تیر حول محور ضعیف

$M_{ny}^{(Y)}$ ظرفیت خمشی اسمی تیر از حالت حدی تسلیم، حول محور ضعیف

M_{uy} لنگر نهایی ضریب دار حول محور ضعیف y

Ω_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\Omega_b = 1.67$

الف- مقاومت خمشی اسمی از حالت حدی تسلیم حول محور قوی $M_{nx}^{(Y)}$ و حول محور ضعیف $M_{ny}^{(Y)}$

مقاومت خمشی اسمی از حالت حدی تسلیم حول محور قوی تیر، برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر حول محور قوی است.

$$M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x f_y \qquad ۴ـ ۱۸$$

$M_{nx}^{(Y)}$ ظرفیت خمشی اسمی یا مقاومت خمشی اسمی تیر از حالت حدی تسلیم، حول محور قوی x

M_{px} لنگر پلاستیک مقطع، حول محور قوی x

Z_x اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی x

توجه شود رابطه مذکور برای تعیین ظرفیت خمش تیرها حول محور قوی (M_{nx}) به کار می‌رود. مقاومت خمشی اسمی از حالت حدی تسلیم حول محور ضعیف برای تیر I شکل با بال‌های فشرده، برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر حول محور ضعیف است. در این حالت جهت محاسبه اساس مقطع پلاستیک مقطع، از گردی گوشه مقطع نورد شده صرف‌نظر کرده و اساس مقطع پلاستیک بر اساس وضعیت هندسی جان و بال مقطع تیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$M_{ny}^{(Y)} = M_{py} = Z_y f_y \le 1.6 S_y f_y \rightarrow M_{ny}^{(Y)} = min(Z_y, 1.6 S_y) \times f_y$$
$$Z_y = 2 \times \frac{t_f \times b_f^{\,2}}{4} = \frac{t_f \times b_f^{\,2}}{2} \qquad ۴ـ ۱۹$$

$M_{ny}^{(Y)}$ ظرفیت خمشی اسمی یا مقاومت خمشی اسمی تیر از حالت حدی تسلیم، حول محور ضعیف y

M_{py} لنگر پلاستیک مقطع، حول محور ضعیف y

Z_y اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف y S_y اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف y

لازم به ذکر است در همه مقاطع تک IPE و IPB جدول اشتال، مقدار Z_y محاسبه شده از رابطه فوق از مقدار $1.6S_y$ کوچکتر بوده و لذا لنگر پلاستیک مقطع حول محور ضعیف، تعیین‌کننده است.

ب- مقاومت خمشی اسمی از حالت حدی کمانش پیچشی جانبی، حول محور قوی $\mathbf{M_{nx}^{(LTB)}}$

مقاومت خمشی اسمی تیر حول محور قوی، از حالت حدی کمانش پیچشی جانبی، بر اساس فواصل مهار جانبی (L_b)، به سه وضعیت خمش بدون کمانش پیچشی جانبی $(L_b \le L_p)$، خمش با کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی $(L_p < L_b \le L_r)$ و خمش با کمانش پیچشی ارتجاعی $(L_b > L_r)$ قابل تقسیم است که در حالت $L_b \le L_p$ نیازی به کنترل حالت کمانش پیچشی جانبی نمی‌باشد.

$$M_{nx}^{(LTB)} = \begin{cases} C_b\left[M_{px} - (M_{px} - 0.7f_yS_x)\left(\dfrac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_{px} & ;(L_p < L_b \le L_r) \\ f_{cr}\,S_x \le M_{px} & ;(L_b > L_r) \end{cases} \qquad ۴_۲۰$$

L_b	فاصله مهارهای جانبی تیر		
L_p	طول مهار مرز حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی		
L_r	طول مهار مرز کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی و کمانش پیچشی جانبی ارتجاعی		
f_{cr}	تنش کمانش پیچشی جانبی ارتجاعی	S_x	اساس مقطع الاستیک نسبت به محور x
C_b	ضریب کمانش پیچشی جانبی	M_{px}	لنگر پلاستیک مقطع، حول محور قوی x

در مسائل متداول، معمولا کنترل رابطه کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی برای تعیین ظرفیت خمشی تیر کفایت می‌کند و می‌توان گفت حالت کمانش پیچشی جانبی ارتجاعی نیز در آن گنجانده شده است. L_p طول فرضی مهار نشده عضو است که مطابق رابطه زیر، مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند. L_r طول فرضی مهار نشده عضو است که مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می‌کند و از رابطه زیر محاسبه می‌شود. مقادیر حاصل از این روابط برای پروفیلهای نورد شده، در جداول پیوست ارائه شده‌اند.

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad ۴_۲۱$$

$$L_r = 1.95\,r_{ts}\,\frac{E}{0.7f_y}\sqrt{\frac{J\times c}{S_xh_\circ} + \sqrt{\left(\frac{J\times c}{S_xh_\circ}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} \qquad ۴_۲۲$$

L_r	طول مهار جانبی مرز حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی		
c	برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $c = 1$ است		
f_{cr}	تنش کمانش الاستیک پیچشی جانبی	C_b	ضریب کمانش پیچشی جانبی
J	ثابت پیچشی	$h_\circ$	فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها
S_x	اساس مقطع الاستیک نسبت به محور x	r_{ts}	شعاع ژیراسیون مؤثر

تنش کمانش الاستیک پیچشی جانبی f_{cr} از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$f_{cr}=\frac{C_b\pi^2E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1+0.078\frac{Jc}{S_xh_\circ}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad ۴_۲۳$$

f_{cr}	تنش کمانش الاستیک پیچشی جانبی	C_b	ضریب کمانش پیچشی جانبی
J	ثابت پیچشی	$h_\circ$	فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها
S_x	اساس مقطع الاستیک نسبت به محور x	r_{ts}	شعاع ژیراسیون مؤثر
c	ضریبی که برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن برابر واحد است.		

دراین‌رابطه، عبارت رادیکال را می‌توان به‌صورت محافظه‌کارانه برابر واحد در نظر گرفت که در این صورت ممکن است از سهم زیادی از ظرفیت خمشی صرف‌نظر شود. این مقدار در برخی مسائل این کتاب به ۳۰ درصد نیز می‌رسد.

در صورت محاسبه عبارت رادیکال، مقدار ثابت پیچشی J طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود که مقدار آن برای برخی مقاطع نورد شده در جداول پیوست ارائه شده است.

$$J=\frac{1}{3}\sum(bt^3) \qquad ۴_۲۴$$

شعاع ژیراسیون مؤثر r_{ts} طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود که مقدار آن برای برخی مقاطع نورد شده در جداول پیوست ارائه شده است.

$$r_{ts}^2=\frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x}\xrightarrow{C_w=\frac{I_yh_\circ^2}{4}}r_{ts}=\sqrt{\frac{I_yh_\circ}{2S_x}} \qquad ۴_۲۵$$

C_w	ثابت پیچش تابیدگی

ثابت پیچش تابیدگی C_w برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن دارای بال‌های مستطیلی برابر $C_W=\frac{I_yh_\circ^2}{4}$ است که مقادیر آن برای مقاطع I شکل نورد شده در جداول پیوست ارائه شده است.

برای محاسبه شعاع ژیراسیون مؤثر در مسائل این کتاب، از رابطه فوق استفاده می‌شود که مقادیر آن برای پروفیلهای نورد شده I شکل در جداول پیوست ارائه شده است. روابط دیگری نیز توسط آیین‌نامه ارائه شده است. این مقدار را می‌توان بطور محافظه‌کارانه برابر شعاع ژیراسیون بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت $r_{ts}=\frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{ht_w}{6b_ft_f}\right)}}$ و همچنین می‌توان $r_{ts}=0.3b_f$ را با تقریب پذیرفت. در این روابط b_f پهنای بال فشاری مقطع و t_f ضخامت بال فشاری مقطع می‌باشند.

نکته:

در اجرای تیرهای با مقطع دو پروفیل (مقطع دوبل) در سقف، روش متداول ساخت مقطع، اتصال دو پروفیل با جوش است. در این صورت محاسبه پارامترهای L_p و L_r باتوجه‌به مشخصات مقطع دوبل انجام شده و مشخصات r_y و I_y مقطع دوبل مورداستفاده قرار می‌گیرد. چنانچه دو مقطع بدون اتصال به یکدیگر اجرا شوند، پارامترهای L_p و L_r مقطع تک مورداستفاده قرار گرفته که در کنترل کمانش پیچشی جانبی تیر، تفاوت ایجاد می‌نماید. تفاوت دیگری در پیچش این دو روش وجود دارد که در فصل پیچش به آن اشاره شده است.

مثال ۴-۱۱

یک تیر ساده به طول دهانه ۶ متر و تحت اثر بار مرده $q_D = 1.2\frac{ton}{m}$ با در نظر گرفتن وزن تقریبی تیر و بار زنده $q_L = 2\frac{ton}{m}$ قرار دارد. ترکیب بار 1.2D+1.6L مدنظر قرار گیرد. تیر را از مقاطع IPE طرح نمایید اگر:

الف) مهار جانبی پیوسته در طول دهانه تیر قرار داده شده باشد.

ب) یک مهار در وسط دهانه تیر (علاوه بر مهار جانبی تکیه‌گاه‌ها) قرار داده شده باشد.

ج)کل طول دهانه تیر مهار نشده باشد (مهار جانبی فقط در تکیه‌گاه‌ها قرار دارد).

حل:

گام ۱- تعیین بارهای نهایی حاصل از تحلیل

روش اول: ابتدا لنگر حاصل از بار مرده و لنگر حاصل از بار زنده به‌صورت جداگانه به‌دست‌آمده و سپس لنگر نهایی با استفاده از ترکیب بار به دست می‌آید.

$$M_{dead} = \frac{q_D L^2}{8} = \frac{1.2*6^2}{8} = 5.4\ ton.m$$

$$M_{live} = \frac{q_L L^2}{8} = \frac{2*6^2}{8} = 9.0\ ton.m$$

$$M_{ux} = 1.2M_{dead} + 1.6M_{live} = 1.2 * 5.4 + 1.6 * 9.0 = 20.88\ ton.m = 2088\ ton.cm$$

روش دوم: ابتدا بارگسترده نهایی محاسبه شده و سپس لنگر نهایی حاصل از آن به دست می‌آید.

$$q_{ux} = 1.2\ q_D + 1.6 q_L = 1.2(1.2) + 1.6(2) = 4.64\frac{ton}{m}$$

$$M_{ux} = \frac{q_{ux} \times L^2}{8} = \frac{(4.64)(6^2)}{8} = 20.88 ton.m = 2088\ ton.cm$$

نکته: از آنجا که الگوی بارگذاری مرده و زنده همیشه یکسان نیست، استفاده از روش اول برای تعیین تلاش نهایی، کلی‌تر بوده و همواره منجر به نتیجه صحیح خواهد شد. البته در مواردی که الگوی بار مرده و زنده یکسان باشند، می‌توان جهت سهولت محاسبات، ابتدا بار ضریب دار را محاسبه نموده و سپس تلاش نهایی را بدست آورد.

حل الف) مهار جانبی پیوسته

گام ۲- مدول پلاستیک Z موردنیاز

باتوجه‌به استفاده از مهار پیوسته داریم:

$$L_b = 0 \le L_p \rightarrow M_{nx} = M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x \times f_y$$

لذا لنگر تسلیم $M_{nx}^{(Y)}$ و در نتیجه لنگر پلاستیک مقطع M_{px} کنترل‌کننده می‌باشند و مدول پلاستیک مقطع Z_x موردنیاز خواهد بود.

در برخی جداول اشتال، مقدار Q ارائه شده مقدار آن برای پروفیلهای متقارن برابر نصف Z می‌باشد.

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx} = \phi_b M_{nx}^{(Y)} = \phi_b M_{px} = \phi_b Z_x f_y \rightarrow Z_x \ge \frac{M_{ux}}{\phi_b f_y}$$

$$Z_x = \frac{2088}{0.9*2.4} = 966.7 cm^3$$

گام ۳- حدس مقطع اولیه

اکنون به جدول اشتال مراجعه نموده و با استفاده از Z_x بدست آمده نزدیکترین مقطع IPE با اساس مقطع بیشتر از مقدار محاسبه شده انتخاب می‌شود:

$$IPE36 \rightarrow Z_x = 973.7 cm^3$$

گام ۴- کنترل فشردگی مقطع

مهار پیوسته مانند قراردادن بال فشاری تیر در بتن، یا تیرهای فرعی به فواصل نزدیک که به‌صورت مهار پیوسته عمل می‌کند.

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{17/2}{1.27} = 6.7 \le \lambda_{fp} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.3 \le \lambda_{wp} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 109.62$$

مقطع، شرایط فشرده بودن را دارد.

گام ۵- کنترل ظرفیت خمشی

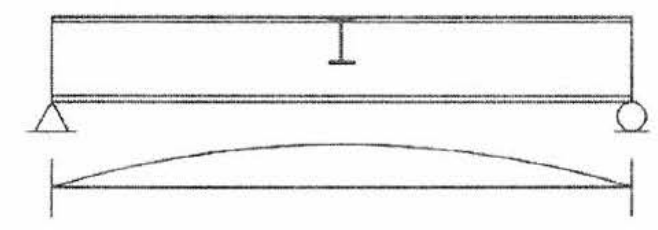
$$M_{ux} \le \phi M_{nx} = \phi M_{nx}^{(Y)} = \phi M_{px} = \phi Z_x f_y$$

$$M_{ux} = 2088\, ton.cm \le \phi Z_x f_y = 0.9 * 973.7 * 2.4 = 2103.2 ton.cm \rightarrow OK$$

مقطع قابل قبول می‌باشد.

حل ب) مهار در وسط دهانه تیر

در این حالت یک مهار جانبی وسط دهانه تیر قرار داده می‌شود.



IPE36 بررسی می‌شود.

گام ۶- **تعیین وضعیت خمش**

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 * 3.79 * \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 194.5cm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = \sqrt{\frac{(1040)(36-1.27)}{2(904)}} = 4.46cm$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2{t_f}^3 b_f + {t_w}^3 h\right) = \frac{1}{3}[21.27^3 * 17 + 0.8^3 * (36 - 2 * 1.27)] = 28.92cm^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{J \times c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}} = 1.95 * 4.46 * \frac{2040}{0.7*2.4} *$$

$$\sqrt{\frac{28.92 \times 1}{(904)(36-1.27)} + \sqrt{\left(\frac{28.92 \times 1}{(904)(36-1.27)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7*2.4}{2040}\right)^2}} = 602cm$$

$$\rightarrow L_p = 1.94m \leq L_b = 3m \leq L_r = 6.02m$$

وضعیت خمش: کمانش خمشی غیرارتجاعی

گام ۷- **محاسبه C_b**

برای محاسبه C_b نیاز به معادله لنگر می‌باشد که برای مقطعی به فاصله x از تکیه‌گاه به‌صورت زیر بدست می‌آید:

$$R_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$M_{ux} = R_u x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_{ux} = -2.32x^2 + 13.92x$$

$$M_a(x = \frac{1}{4} \times \frac{6}{2}) = -2.32(0.75^2) + 13.92 \times 0.75 = 9.135t.m$$

$$M_b(x = \frac{1}{2} \times \frac{6}{2}) = -2.32(1.5^2) + 13.92 \times 1.5 = 15.66t.m$$

$$M_c(x = \frac{3}{4} \times \frac{6}{2}) = -2.32(2.25^2) + 13.92 \times 2.25 = 19.575t.m$$

$$M_{max} = 20.88t.m$$

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_{\frac{1}{4}}+4M_{\frac{2}{4}}+3M_{\frac{3}{4}}}R_m\right\}$$

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5\times20.88}{2.5\times20.88+3\times9.135+4\times15.66+3\times19.575}\times 1\right\} = 1.299$$

گام ۸- ظرفیت خمشی

$$M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x f_y = 973.7 * 2.4 = 2336.9\ ton.cm$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7f_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_{px}$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = 1.299\left[2448 - (2448 - 0.7 * 2.4 * 904)\left(\frac{300-193}{614.6-193}\right)\right] = 2875.8ton.cm \nleq M_{px}$$

$$= 2336.9ton.cm \rightarrow M_{nx}^{(LTB)} = M_p = 2336.9ton.cm$$

$$M_{nx} = min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right) = 2336.9ton.cm$$

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx}$$

$$M_{ux} = 2088ton.cm \le \phi_b M_{nx} = 0.9 * 2336.9 = 2103.2ton.cm \rightarrow OK$$

بنابراین مقطع IPE36 قابل قبول می‌باشد.

حل ج) بدون مهار جانبی

گام ۹- تعیین وضعیت خمش

مقطع IPE36 مورد بررسی قرار می‌گیرد.

$$L_p = 1.93m \le L_b = 6m \le L_r = 6.14m$$

وضعیت خمش: کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی

گام ۱۰- محاسبه C_b

برای محاسبه C_b نیاز به معادله لنگر می‌باشد که برای مقطعی به فاصله x از تکیه‌گاه به‌صورت زیر بدست می‌آید:

$$M_{ux} = R_u x - \frac{q_u x^2}{2} = -2.32x^2 + 13.92x$$

$$M_{\frac{1}{4}}\left(x = 6 * \frac{1}{4}\right) = -2.32 * 1.5^2 + 13.92 * 1.5 = 15.66\ t.m$$

$$M_{\frac{2}{4}}\left(x = 6 * \frac{2}{4}\right) = -2.32 * 3^2 + 13.92 * 3 = 20.88\ t.m$$

$$M_{\frac{3}{4}}\left(x = 6 * \frac{3}{4}\right) = -2.32 * 4^2 + 13.92 * 4 = 15.66\ t.m$$

$$M_{max} = 20.88\ t.m$$

$$C_b = min\left\{3.0,\ \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C}R_m\right\}$$

$$C_b = min\left\{3.0, \frac{12.5 * 20.88}{2.5 * 20.88 + 3 * 15.66 + 4 * 20.88 + 3 * 15.66} * 1\right\} = 1.136$$

گام ۱۱- ظرفیت خمشی

$$M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x f_y = 973.7 * 2.4 = 2337\ ton.cm$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_{px}$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = 1.136[2337 - ((2337 - 0.7 * 2.4 * 904)(\frac{600-193}{614.58-193})] = 1757.4\ ton.cm \leq M_{px} = 2336.9 ton.cm \rightarrow M_{nx} = 1757.4\ ton.cm$$

$$M_{nx} = min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right) = 1761.8\ ton.cm$$

$$M_{ux} \leq \phi_b M_{nx}$$

$$M_{ux} = 2088\ ton.cm \nleq 0.9 * 1757.4 = 1581.7\ ton.cm \rightarrow NOT\ OK$$

ملاحظه می‌شود که مهار جانبی تأثیر بسزایی در ظرفیت خمشی مقطع دارد.

گام ۱۲- تعیین مقطع جدید (سعی و خطا)

کنترل مقطع IPE40 به خواننده واگذار می‌شود. مقطع IPE45 بررسی می‌شود.

$$IPE45 \rightarrow Z_x = 1624$$

گام ۱۳- کنترل فشردگی مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.5 \leq \lambda_{fp} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{378}{9.4} = 40.2 \leq \lambda_{wp} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 109.62$$

مقطع شرایط فشرده بودن را دارا می‌باشد.

گام ۱۴- تعیین وضعیت خمش

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76(4.12)\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 211.4cm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_\circ}{2S_x}} = \sqrt{\frac{(1680)(45 - 1.46)}{2(1500)}} = 4.93cm$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2{t_f}^3 b_f + {t_w}^3 h\right) = \frac{1}{3}[2(1.46)^3(19) + (0.94)^3(45 - 2(1.46))] = 51.05cm^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{J \times c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1.95(4.93) \frac{2040}{0.7 * 2.4} \sqrt{\frac{51.05 \times 1}{(1500)(45 - 1.46)} + \sqrt{\left(\frac{51.05 \times 1}{(1500)(45 - 1.46)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 * 2.4}{2040}\right)^2}}$$

$$= 646.9cm$$

$$\rightarrow L_p = 211.4cm \leq L_b = 600cm \leq L_r = 646.9cm$$

وضعیت خمش: کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی

گام ۱۵- ظرفیت خمش

$$M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x f_y = 1624 * 2.4 = 3897.6\ ton.cm$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_{px}$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = 1.136[3897.6 - \left[(3897.6 - 0.7 \times 2.4 \times 1500)\left(\frac{600 - 214.49}{658.59 - 214.49}\right)\right]$$

$$= 3069.1ton.cm \leq M_{px} = 3897.6ton.cm \rightarrow M_{nx}^{(LTB)} = 3069.1ton.cm$$

$$M_{nx} = min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right) = 3069.1ton.cm$$

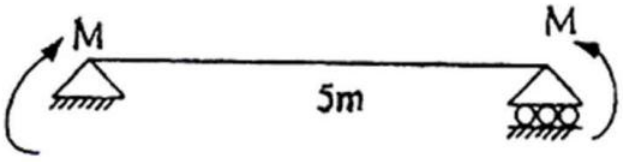
$$M_{ux} \leq \phi_b M_{nx}$$

$$M_{ux} = 2088ton.cm \nleq \phi_b M_{nx} = 0.9 * 3069.1 = 2762.3\ ton.cm \rightarrow OK$$

مقطع IPE45 مناسب است.

مثال ۴-۱۲

تیر نشان‌داده‌شده از یک نیمرخ IPE20 تشکیل شده و تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی قرار می‌گیرد. این تیر فقط در ابتدا و انتها مهار جانبی دارد، مقدار مجاز M را تعیین کنید. از وزن تیر صرف‌نظر می‌شود.



حل:

باتوجه‌به فشرده بودن بال و جان دو حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی جانبی $\min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right)$ کنترل می‌شود.

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx} = \phi_b \times min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right)$$

$$M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x f_y = 209.7 \times 2.4 = 503.3 ton.cm$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 * 2.24 * \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 114.9cm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_\circ}{2S_x}} = \sqrt{\frac{(142)(20-0.85)}{2(194)}} = 2.64cm$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2{t_f}^3 b_f + {t_w}^3 h\right) = \frac{1}{3}[2 * 0.85^3 * 10 + 0.56^3(20 - 2 * 0.85)] = 5.16cm^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_\circ} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_\circ}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1.95 * 2.64 * \frac{2040}{0.7 * 2.4} * \sqrt{\frac{5.16 \times 1}{(194)(20-0.85)} + \sqrt{\left(\frac{5.16 \times 1}{(194)(20-0.85)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 * 2.4}{2040}\right)^2}}$$

$$= 392.4cm$$

$$L_b = 500cm > L_r = 392.4cm \rightarrow M_{nx}^{(LTB)} = f_{cr} S_x \le M_{px}$$

$$f_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_\circ}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$f_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 2040}{\left(\frac{500}{2.64}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{5.16 \times 1}{194(20-0.85)}\left(\frac{500}{2.64}\right)^2} = 1.28 \frac{ton}{cm^2}$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = f_{cr} S_x = 1.28 \times 194 = 248.8 ton.cm \le M_{px} = 503.3 ton.cm \rightarrow OK$$

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 248.8 = 223.9 ton.cm = 2.24 ton.m$$

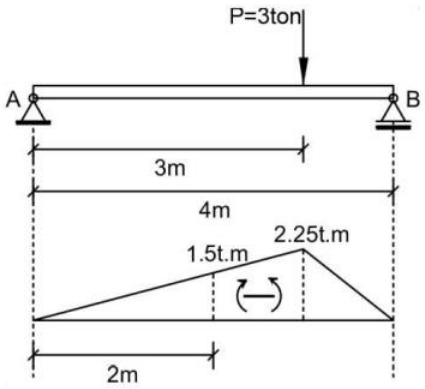
بحث: اگر از وزن تیر صرف‌نظر نمی‌شد چه تغییری در حل مسئله ایجاد می‌گردید؟

مثال ۴-۱۳

تیر شکل زیر با مقطع IPE30 به‌صورت دو سر مفصل تحت بار متمرکز ضریب دار $P_u = 3ton$ مورد نظر است، وضعیت تیر را در دو حالت زیر به تفکیک کنترل نمایید:

الف) تیر در اثر بار مذکور حول محور قوی تحت خمش قرار گیرد (بار به بال تیر وارد شود). فرض می‌شود تیر دارای مهار جانبی پیوسته است.

ب) تیر در اثر بار مذکور حول محور ضعیف تحت خمش قرار گیرد (بار به جان تیر وارد شود).



شکل ۱۸ـ۴ دیاگرام لنگر ضریب دار حول محور خمش

حل الف) خمش حول محور قوی

باتوجه‌به اینکه تیر دارای مهار جانبی پیوسته می‌باشد بنابراین:

$$L_b = 0 \le L_p \rightarrow M_{nx} = M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x \times f_y$$

$$IPE30: d = 30cm, b_f = 15cm, t_f = 1.07cm, Z_x = 602.1cm^3$$

$$M_{nx} = M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x \times f_y = 602.1 \times 2.4 = 1445.0ton.cm$$

$$M_{ux} \le \phi_b M_{nx}$$

$$M_{ux} = 225ton.cm \le \phi_b M_{nx} = 0.9 * 1445.0 = 1300.5\ ton.cm$$

مقطع جوابگو می‌باشد ولی لازم است پروفیل با شماره کمتر از IPE30 مورد بررسی قرار گیرد.

حل ب) خمش حول محور ضعیف

$$M_{uy} \le \phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = M_{ny}^{(Y)} = Z_y \times f_y$$

$$Z_y = 2 \times \frac{t_f \times {b_f}^2}{4} = \frac{t_f \times {b_f}^2}{2} = \frac{1.07 \times 15^2}{2} = 120.4\ cm^3$$

$$M_{ny} = 120.4 \times 2.4 = 288.9\ ton.cm$$

$$M_{uy} = 225ton.cm \le \phi_b M_{ny} = 0.9 \times 288.9 = 260.0\ ton.cm$$

مقطع جوابگو می‌باشد.

۴-۵ کنترل برش در تیرها

تنش‌های برشی در نیمرخ‌های نورد شده و در تیرهای با دهانه معمولی، عموماً تعیین‌کننده نمی‌باشد. به عبارتی مقاومت تیرها در برابر نیروهای برشی از مقاومت آنها در برابر لنگرهای خمشی زیادتر است، البته در تیرهای با دهانه‌های کوچک که بارهای سنگینی را تحمل می‌کنند، کنترل برش حائز اهمیت است. از مقاومت مصالح می‌دانیم که تنش‌های موجود برشی که با f_v نمایش داده می‌شوند از رابطه زیر قابل محاسبه هستند:

$$f_v = \frac{VQ}{It} \qquad ۴_۲۶$$

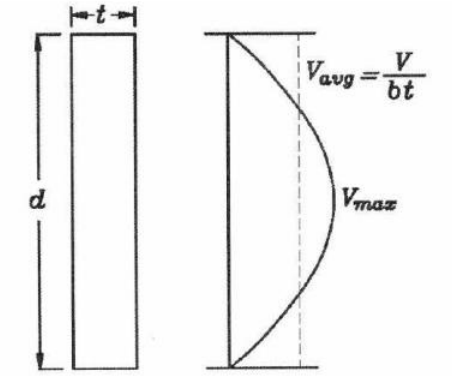
V نیروی برشی در مقطع مورد نظر

Q لنگر اول سطح مقطع نسبت به تار خنثی

I لنگر اینرسی مقطع نسبت به تار خنثی حول محوری عمود بر راستای نیروی برشی

t ضخامت یا پهنای مقطع در نقطه مورد نظر

تنش برشی حاصل از رابطه فوق در دو انتهای مقطع صفر و در محل تار خنثی مقطع یا برای مقاطع مربع و مستطیلی در وسط مقطع، مطابق شکل زیر حداکثر می‌شود.



شکل ۱۹ـ۴ نمایش تنش برشی حداکثر در مقطع مربع مستطیل

در نتیجه $f_{v,max}$ از رابطه زیر بدست می آید:

$$f_{v,max} = \frac{V\frac{td^2}{8}}{\frac{td^3}{12}t} = 1.5\frac{V}{td} \qquad ۴_۲۷$$

چون قسمت عمده‌ای از نیروی برشی توسط جان تیر تحمل می‌شود می‌توان به‌منظور سهولت در محاسبه، تنش موجود برشی را از تقسیم نیروی برشی به مساحت جان به دست آورد که آیین‌نامه اجازه می‌دهد که به‌جای ارتفاع جان از ارتفاع کل نیمرخ استفاده شود؛ بنابراین داریم:

$$f_{v,mean} = \frac{V}{dt_w} \qquad ۴_۲۸$$

d ارتفاع کل مقطع تیر

t_w ضخامت جان تیر

۴-۵-۱ طراحی برشی

در این قسمت طراحی برشی اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند، انجام می‌شود. مقاومت طراحی برشی مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی و V_n مقاومت برشی اسمی اعضا می‌باشد.

برای کنترل برش در یک تیر مقاومت برشی لازم از ترکیبات بارگذاری باید کمتر یا مساوی مقاومت برشی طراحی باشد.

	ASD	***LRFD***
۴ـ۲۹	$V_u \le \frac{V_n}{\Omega_V}$	$V_u \le \phi_v V_n$
	$\Omega_V = 1.67$	$\phi_v = 0.9$

V_u مقاومت برشی لازم از ترکیبات LRFD , ASD

V_n مقامت برشی اسمی

ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی

$\phi_v V_n$ مقامت برشی طراحی

Ω_v ضریب کاهش مقاومت برشی

مقاومت برشی اسمی بر اساس شرایط مقطع و عضو تعیین می‌شود. در حالت عمومی طراحی برشی که شامل اعضای با یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در صفحه جان می‌شود، در دو حالت از نظر شرایط مقطع و عضو می‌تواند برقرار باشد. در حالت اول، فرض شکست برشی پس از کمانش برشی اعمال می‌گردد و از مقاومت پس از کمانش برشی صرف‌نظر می‌شود. این حالت معمولاً در مورد مقاطع نورد شده و بسیاری از حالت‌های دیگر طراحی برشی تعیین‌کننده است. حالت دیگر برای طراحی برشی، عضو دارای شرایطی خاص و سخت‌کننده‌هایی است که امکان بهره‌گیری از مقاومت پس از کمانش برشی را میسر می‌سازد.

۴-۵-۲ ضریب کاهش مقاومت برشی ϕ_v

ضریب کاهش مقاومت برشی ϕ_v مطابق رابطه زیر، برای پروفیلهای نورد شده با محدودیت $\frac{h_c}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برابر یک و در بقیه موارد برابر 0.9 می‌باشد.

مثال ۴-۱۴

ضریب کاهش مقاومت برشی ϕ_v را برای مقطع IPE36 تعیین نمایید.

حل:

$$IPE36 \rightarrow h_c = 29.8cm, t_w = 0.8cm$$

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.25 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 * \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 65.31 \rightarrow \phi_v = 1.0$$

۴-۵-۳ ظرفیت برشی اسمی (V_n)

مقاومت برشی اسمی مقطع برای اعضای با مقطع نورد شده یا ساخته شده از ورق دارای یک یا دو محور تقارن که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند، برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته می‌شود. مقاومت برشی اسمی V_n جان سخت نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت شده (با سخت‌کننده) از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \qquad ۴_۳۰$$

A_w سطح مقطع جان که حاصلضرب کل ارتفاع مقطع در ضخامت جان به دست می‌آید $A_w = dt_w$

C_v ضریب برشی جان

ضریب برشی جان C_v برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برابر یک و برای سایر حالتها مطابق رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$C_v = \begin{cases} \textbf{Rolled } I-\textbf{shape}, \dfrac{h_c}{t_w} \le 2.24\sqrt{\dfrac{E}{f_y}} \rightarrow C_v = 1 \\ \textbf{else}: \begin{cases} \dfrac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\dfrac{K_v E}{f_y}} & \rightarrow C_v = 1 \\ 1.1\sqrt{\dfrac{K_v E}{f_y}} \le \dfrac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\dfrac{K_v E}{f_y}} & \rightarrow C_v = \dfrac{1.1\sqrt{\dfrac{K_v E}{f_y}}}{\dfrac{h}{t_w}} \\ 1.37\sqrt{\dfrac{K_v E}{f_y}} \le \dfrac{h}{t_w} & \rightarrow C_v = \dfrac{1.51 K_v E}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \end{cases} \end{cases} \qquad ۴_۳۱$$

K_v ضریب کمانش برشی جان

۴-۵-۴ ضریب کمانش برشی جان (K_v)

ضریب کمانش برشی ورق جان، برای جان‌های سخت نشده (بدون سخت‌کننده عرضی) با نسبت $\frac{h}{t_w} < 260$ برابر $K_v = 5$ تعریف می‌شود و برای جانهای دارای سخت‌کننده عرضی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$K_v=\begin{cases}\text{بدون سخت کننده} \rightarrow \begin{cases}\dfrac{h}{t_w}<260 \rightarrow K_v=5\\ \dfrac{h}{t_w}\geq 260 \rightarrow \text{غیر مجاز}\end{cases}\\ \text{با سخت کننده} \rightarrow \begin{cases}\dfrac{a}{h}\leq min\left[3,\left(\dfrac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2\right] \rightarrow K_v=5+\dfrac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}\\ \dfrac{a}{h}> min\left[3,\left(\dfrac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2\right] \rightarrow K_v=5\end{cases}\end{cases} \qquad ۴_۳۲$$

t_w ضخامت جان مقطع

a فاصلهٔ آزاد بین سختکننده‌های عرضی جان

h برای تیرهای نورد شده مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال

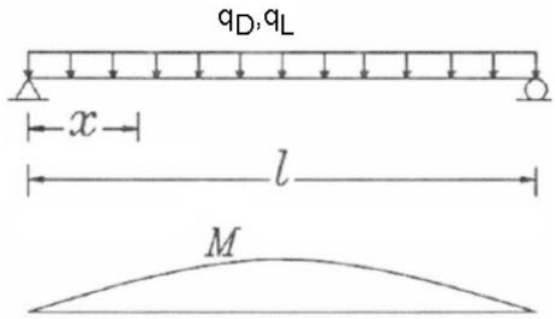
برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصلهٔ بین خطوط پیچ

توجه: علامت برش در طراحی مهم نیست و قدر مطلق آن مهم است. معمولاً در طراحی تیرها، اثر لنگر و برش هم‌زمان مورد بررسی و کنترل قرار نمی‌گیرد. دلیل این امر آن است که عموماً محلی از تیر که در آن لنگر ماکزیمم می‌باشد با محلی که در آن برش حداکثر است، در یک جا نیست. مثلاً در تیر دو سر مفصل با بارگسترده، تیر برای لنگر در وسط دهانه کنترل می‌شود (برش در وسط صفر است) و تیر برای برش در تکیه‌گاه کنترل می‌شود (لنگر تکیه‌گاه صفر است). لازم به ذکر است که در یک مقطع، کنترل خمش مربوط به تارهای دور از تار خنثی و کنترل برش مربوط به تار خنثی می‌باشد و محل این کنترل‌ها یکی نیست.

مثال ۴-۱۵

یک تیر ساده بطول دهانه ۶ متر و تحت اثر بار مرده $q_D=1.2\frac{ton}{m}$ با در نظر گرفتن وزن تقریبی تیر و بار زنده $q_L=2\frac{ton}{m}$ قرار دارد. تیر دارای مقطع IPE36 است. تلاش برشی تیر را بررسی نمایید. ترکیب بار 1.2D+1.6L مدنظر قرار گیرد.

حل:



گام ۱- تعیین بارهای نهایی حاصل از تحلیل

ابتدا بار گسترده ضریب دار q_u و عکس‌العمل تکیه‌گاه (R_u) محاسبه شده و سپس نیروی برشی نهایی حاصل از آن (V_u) محاسبه می‌شود:

$$q_u = 1.2\ q_D + 1.6 q_L = 1.2(1.2) + 1.6(2) = 4.64 \frac{ton}{m}$$

$$V_u = R_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{4.64 * 6}{2} = 13.92\ \text{ton}$$

گام ۲- محاسبه ضریب ظرفیت برشی C_v

تیر از مقطع نورد شده است.

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.25 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 * \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 65.31 \rightarrow C_v = 1, \phi_v = 1$$

گام ۳- کنترل ظرفیت برشی

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 * 2.4 * (0.8 * 36) * 1 = 41.5\ ton$$

$$V_u \le \phi_v V_n$$

$$V_u = 13.9\ ton \le \phi_v V_n = 1 * 41.5 = 41.5\ ton \rightarrow OK$$

مقطع از نظر برش جوابگوست.

۴-۶ کنترل شرایط بهره‌برداری در تیرها

سازه‌های فولادی باید علاوه بر مقاومت لازم، نظر رفتار در حالت خدمت و تغییر شکل‌های مربوطه نیز جوابگو باشند. به‌عبارت‌دیگر، ممکن است مقطع از نظر مقاومت جوابگو باشد، اما ابعاد آن آن‌قدر کوچک اختیار شود که تغییر شکل در حالت خدمت بیشتر از حد مجاز

شود و در نتیجه از نظر رفتار درحال‌خدمت قابل‌قبول نباشد. تغییر شکل بیش از حد مجاز می‌تواند سبب بروز مشکلاتی از جمله ارتعاش سقف‌ها، ترک در پوشش دیوارها و سقف‌ها شود.

طبق مبحث دهم مقررات ملی، تیرها و شاه‌تیرهایی که وزن کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به‌هرحال تغییر شکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به‌اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

در تحلیل و طراحی بر اساس حالت‌های حدی بهره‌برداری، باید ضرایب ایمنی جزئی مقاومت ϕ و نیز مطابق ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ضرایب ایمنی جزئی بارها، برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

دراین‌ارتباط کنترل خیز، کنترل ارتعاش و پیش خیز در تیرها (خیز منفی) موردبحث قرار می‌گیرد.

مطابق مبحث ششم مقررات ملی برای انجام کنترل‌های بهره‌برداری می‌بایست از ترکیب بارهای خاصی استفاده شود که مهمترین آنها $D + L$ می‌باشد.

۴-۶-۱ محاسبه حداکثر خیز موجود تیر

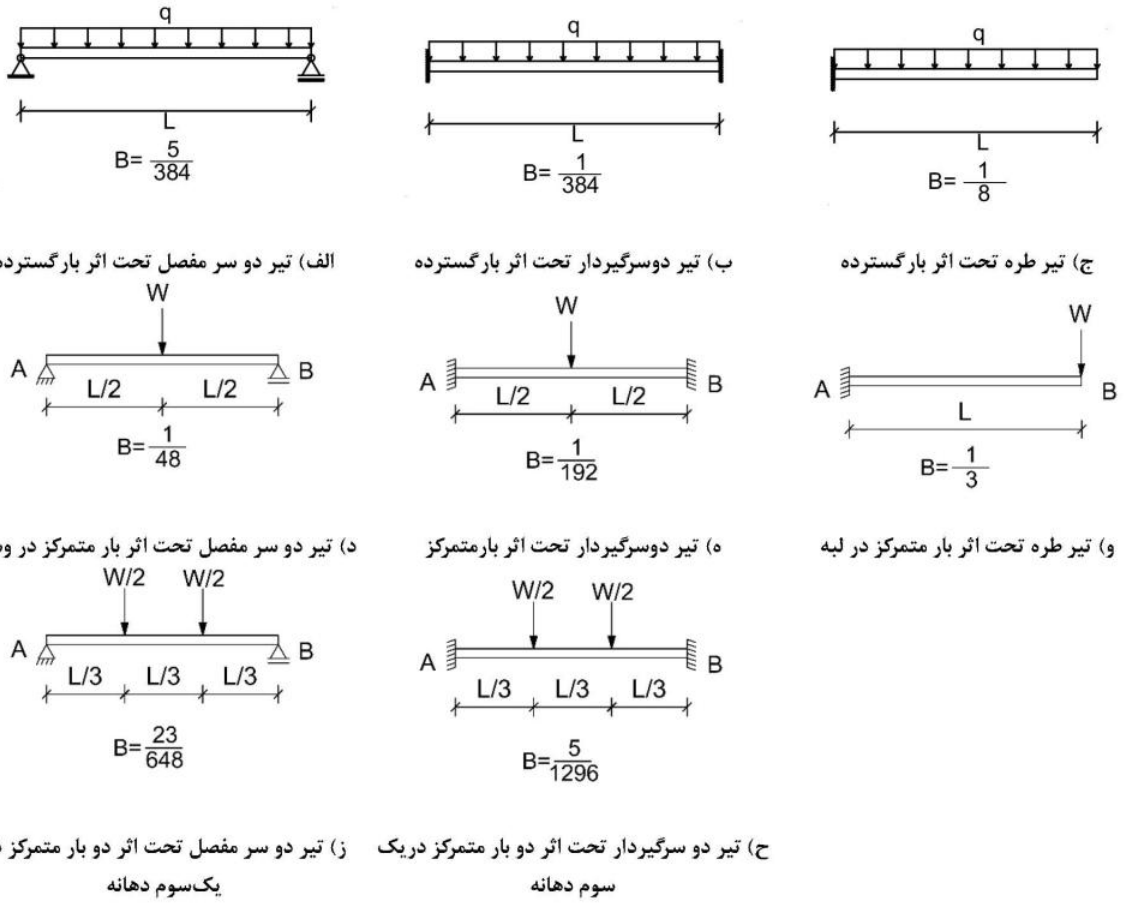
در حالت کلی، تغییر مکان حداکثر در ناحیه الاستیک برای تیری که دارای طول دهانه L و بارکل (بارهای سرویس) بر روی دهانه W (برآیند بار وارد بر تیر) باشد را می‌توان توسط رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\delta_{max} = \beta \frac{WL^3}{EI} \qquad ۴_۳۳$$

δ_{max}	ماکزیمم خیز موجود تیر
I	لنگر اینرسی نسبت به محوری که خمش حول آن رخ می‌دهد.
E	مدول الاستیسیته فولاد
β	ضریب وضعیت تیر

β ضریبی است که بستگی به وضعیت گیرداری در دو انتهای تیر و نیز نحوه توزیع بار در طول تیر دارد. مثلاً برای تیر دو سر مفصل با بارگسترده q ، مقدار $W = qL$ بوده و $\delta_{max} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384}\frac{WL^3}{EI}$ می‌باشد. در نتیجه $\beta = \frac{5}{384}$ خواهد بود.

در شکل زیر ضریب β برای برخی از حالات مختلف بارگذاری و تکیه‌گاهی ارائه شده است.



الف) تیر دو سر مفصل تحت اثر بارگسترده

ب) تیر دوسرگیردار تحت اثر بارگسترده

ج) تیر طره تحت اثر بارگسترده

د) تیر دو سر مفصل تحت اثر بار متمرکز در وسط

ه) تیر دوسرگیردار تحت اثر بارمتمرکز

و) تیر طره تحت اثر بار متمرکز در لبه

ز) تیر دو سر مفصل تحت اثر دو بار متمرکز در یک‌سوم دهانه

ح) تیر دو سرگیردار تحت اثر دو بار متمرکز دریک سوم دهانه

شکل ۲۰ـ۴ مقادیر β برای تیرها با شرایط مختلف

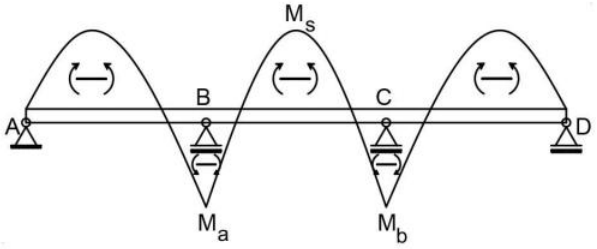
برای دستیابی به ضریب β برای تیرهای با شرایط مرزی و بارگذاری متفاوت، به‌کتب تحلیل سازه مراجعه شود.

برای تیرهای پیوسته روی چندین تکیه‌گاه ساده مطابق شکل زیر که تحت بارگذاری گسترده یکنواخت قرار دارند و دارای لنگر اینرسی ثابت در طول خود هستند، تغییرمکان وسط دهانه را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود. توجه شود که مقادیر M_a, M_b منفی هستند ولی به‌صورت قدر مطلق (با علامت مثبت) در رابطه تاثیر خواهند داشت.

$$\delta_{max} = \frac{5}{48}\frac{L^2}{EI}[M_S - 0.1|M_a + M_b|] \qquad ۴_۳۴$$

M_s لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه

M_a, M_b لنگر خمشی منفی در دو انتهای دهانه مورد نظر



شکل ۲۱ـ۴ دیاگرام لنگر در تیرهای سراسری

باید توجه داشت که تغییرشکل وسط دهانه همیشه حداکثر نخواهد شد و فقط در مواردی که لنگرهای تکیه‌گاه‌ها با هم برابر شوند، حداکثر می‌شود. در مواردی که لنگرهای تکیه‌گاه‌ها با هم برابر نباشند، تغییرشکل وسط دهانه کمتر از حداکثر تغییرشکل عضو نتیجه می‌شود، اما معمولاً اختلاف تغییرشکل وسط دهانه با حداکثر، مقدار ناچیز است و با کمی تقریب می‌توان از رابطه (۴ـ۴۰) استفاده نمود. رابطه (۴ـ۴۰) یک رابطه عمومی برای تعیین تغییرشکل وسط دهانه اعضای پیوسته با شرایط تکیه‌گاهی مختلف است که در حالت‌های خاص نیز همان روابط معمول از آن نتیجه می شوند. برای کنترل خیز در یک تیر باید تغییر مکان بیشینه موجود کمتر از تغییر مکان مجاز باشد:

$$\delta_{max} \leq \Delta \qquad ۴_۳۵$$

Δ خیز مجاز تیر

۴-۶-۲ خیز مجاز تیر و مقادیر آیین‌نامه‌ای (Δ)

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مقرر می‌دارد تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده (گچ‌کاری شده) را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر نظیر بار زنده و مرده از $\frac{1}{240}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود.

$$\delta_L \leq \Delta_L = \frac{L}{360}$$
$$\delta_D + \delta_L \leq \Delta_{D+L} = \frac{L}{240} \qquad ۴_۳۶$$

۴-۶-۳ پیش خیز (خیز منفی در تیرها)

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در خرپاها با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به‌اندازه تغییر شکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاه‌تیرهای مربوط به جرثقیل با دهانه بزرگ‌تر از ۱۲ متر باید پیش خیز در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به‌اضافه $\frac{1}{2}$ بار زنده، پیش بینی شود. تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هرحال پس از نصب، تغییرشکل رو به بالا (خیز) داشته باشند.

۴-۶-۴ کنترل فرکانس ارتعاش تیر

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مقرر می‌دارد تیرها و در شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگر با خاصیت میراکنندگی ارتعاش) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه‌رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسور و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسان تیر باید به‌اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس نوسان تیرها از ۵ هرتز بیشتر باشد.

برای محاسبه فرکانس ارتعاش از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \le f_a \qquad ۴_۳۷$$

g شتاب ثقل $\left(9810 = \frac{mm}{S^2}\right)$

Δ_{is} تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده‌که دائمی فرض می‌شود.

برای محاسبه **فرکانس ارتعاش تیرهای دو سر ساده تحت بار گسترده** مرده یکنواخت q_D رابطه زیر پیشنهاد شده است که برای استفاده، لازم است به واحدهای استفاده شده در آن دقت شود:

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \ge 5Hz \qquad ۴_۳۸$$

f	فرکانس دوره‌ای تیر (هرتز)	I	لنگر اینرسی تیر (m^4)
q_D	بار مرده یکنواخت $\left(\frac{N}{m}\right)$	L	طول دهانه (m)
g	شتاب ثقل $\left(9.81 = \frac{m}{S^2}\right)$	E	مدول الاستیسیته مصالح $\left(\frac{N}{m^2}\right)$

این کنترل در واقع محدودکننده ارتعاش قائم تیرها می‌باشد و برای کنترل انتقال و نوسان جانبی، مبحث دهم مقرر می‌دارد که سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییرمکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوطه را برآورده سازد.

حداقل فرکانس ارتعاش (f_a) در جدول زیر ارائه شده است.

نوع کاربری	حداقل فرکانس نوسانی کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \ge 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \ge 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \ge 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \ge 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \ge 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \ge 4$ Hz

برای اطلاع از ضوابط مرتبط با فرکانس مجاز و شتاب آسایش، به مستندات زیر مراجعه گردد:

- استاندارد ISO 10137
- AISC Design Guide 11 Floor Vibrations Due to Human Activity

توجه: در طراحی تیرها علاوه بر اثرات بارهای خارجی می‌بایست اثر وزن تیر نیز موردتوجه قرار گیرد. دراین‌ارتباط باتوجه‌به اینکه وزن تیرهای فولادی (در مقایسه با تیرهای بتن مسلح) کم است، توصیه می‌شود برای تیرهای با دهانه ۶ متر و بزرگ‌تر، اثر وزن تیر در طراحی منظور گردد. دراین‌ارتباط لازم است دیاگرام لنگر ناشی از بارگسترده وزن تیر، ترسیم گردد و نیروهای آن (لنگر یا برش) به نیروهای ناشی از بارگذاری، اضافه گردد. چنانچه بار خارجی وارد بر تیر، گسترده باشد، منظور نمودن اثر وزن (که آن نیز بارگسترده می‌باشد) نیازمند انجام تحلیل جدید نمی‌باشد و می‌توان از همان تحلیل اولیهٔ بارگذاری برای تعیین نیروهای حاصل از وزن تیر، به‌تناسب استفاده نمود. برای منظور نمودن اثر وزن در طراحی تیر، می‌توان ابتدا طراحی را بدون اثر وزن انجام داد و پس از یافتن مقطع مناسب و معلوم شدن وزن آن، اثر وزن را در افزایش نیروها محاسبه و در انتها، تیر را با وجود اثر وزن کنترل نمود. روش دیگر آن است که در ابتدا اثر وزن تخمین زده شود و سپس در انتها اثر وزن دقیقاً کنترل گردد.

مثال ۴-۱۶

یک تیر ساده بطول دهانه ۶ متر و تحت اثر بار مرده $q_D = 1.2\frac{ton}{m}$ با در نظر گرفتن وزن تقریبی تیر و بار زنده $q_L = 2\frac{ton}{m}$ قرار دارد. تیر دارای مقطع IPE36 است. تغییر شکل تیر را بررسی نمایید.

حل:

$$IPE36 \rightarrow I_x = 16270cm^4$$

تغییرشکل تیر تحت بار مرده و زنده محاسبه می‌شود و با مقدار مجاز آن $\frac{L}{240}$ کنترل می‌گردد:

$$\delta_D = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} * \frac{0.012\times600^4}{2040\times16270} = 0.61cm$$

$$\delta_D + \delta_L \le \Delta_{D+L} = \frac{L}{240}$$

$$\delta_D + \delta_L = 0.61 + 1.02 = 1.63cm \le \Delta_{D+L} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.5cm$$

تغییرشکل تیر تحت بار زنده محاسبه می‌شود و با مقدار مجاز آن $\frac{L}{360}$ کنترل می‌گردد:

$$q_L = 2\frac{ton}{m} = 2\frac{ton}{1m} * \frac{1m}{100cm} = 0.02\frac{ton}{cm}$$

$$\delta_L = \frac{5}{384}\frac{q_L L^4}{EI} \le \Delta_L = \frac{L}{360}$$

$$\delta_L = \frac{5}{384} * \frac{0.02\times600^4}{2040\times16270} = 1.02cm \le \Delta_L = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67cm$$

مقطع از نظر تغییرشکل جوابگوست.

مثال ۴-۱۷

یک تیر ساده بطول دهانه ۶ متر و تحت اثر بار مرده $q_D = 0.5\frac{ton}{m}$ با در نظر گرفتن وزن تقریبی تیر و بار زنده $q_L = 4\frac{ton}{m}$ قرار دارد. تیر دارای مقطع IPE36 است. تغییر شکل تیر را بررسی نمایید.

حل:

$IPE36 \rightarrow I_x = 16270cm^4$

تغییرشکل تیر تحت بار مرده و زنده محاسبه می‌شود و با مقدار مجاز آن $\frac{L}{240}$ کنترل می‌گردد:

$$\delta_D = \frac{5}{384} * \frac{0.005\times600^4}{2040\times16270} = 0.25cm$$

$$\delta_D + \delta_L \leq \Delta_{D+L} = \frac{L}{240}$$

$$\delta_D + \delta_L = 0.25 + 2.04 = 2.29cm \leq \Delta_{D+L} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.5cm$$

تغییرشکل تیر تحت بار زنده محاسبه می‌شود و با مقدار مجاز آن $\frac{L}{360}$ کنترل می‌گردد:

$$q_L = 4\frac{ton}{m} = 0.04\frac{ton}{cm}$$

$$\delta_L = \frac{5}{384}\frac{q_L L^4}{EI} \leq \Delta_L = \frac{L}{360}$$

$$\delta_L = \frac{5}{384} * \frac{0.04\times600^4}{2040\times16270} = 2.04cm \nleq \Delta_L = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67cm$$

ملاحظه می‌شود که اگر چه خیز تیر تحت بار مرده و زنده جوابگو بود، اما خیز ناشی از بار زنده به تنهایی جوابگو نیست و لازم است لنگر اینرسی تیر (توسط افزایش شماره تیر و یا افزودن ورق تقویتی) افزایش یابد.

مثال ۴-۱۸

تیر شکل زیر از $2IPE$ مدنظر است. در شرایطی که تیر دارای تکیه‌گاه‌های جانبی مناسب باشد، مطلوب است:

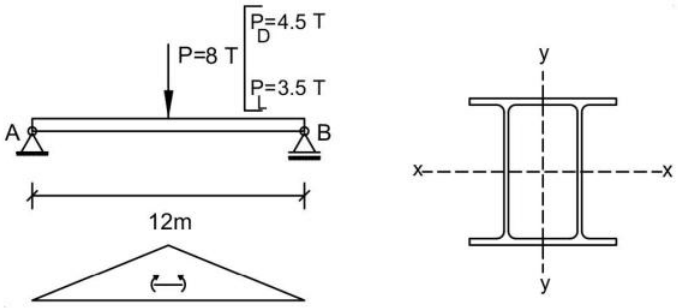
الف) طراحی تیر (کنترل ظرفیت خمشی)

ب)کنترل خیز

ج)کنترل برش

د)کنترل ارتعاش

ترکیب بار 1.2D+1.6L مدنظر قرار گیرد.



شکل ۲۲ـ۴ نمایش تیر

حل الف) کنترل ظرفیت خمشی

گام ۱- محاسبه لنگر ناشی از بار مرده و لنگر ناشی از بار زنده

$$M_{Dead} = \frac{P_D\, L}{4} = \frac{4.5*1200}{4} = 1350\ ton.cm$$
$$M_{Live} = \frac{P_L\, L}{4} = \frac{3.5*1200}{4} = 1050\ ton.cm$$

گام ۲- محاسبه لنگر نهایی ناشی از ترکیب بار

ترکیب بار 1.2D+1.6L مدنظر است.

$$M_{ux} = 1.2M_{Dead} + 1.6M_{Live} = 1.2*1350 + 1.6*1050 = 3300 ton.cm$$

توجه: از آنجا که نحوه بارگذاری مرده و زنده در تیر فوق مشابه است، لنگر نهایی از طریق زیر نیز قابل محاسبه است:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(4.5) + 1.6(3.5) = 11\ ton$$
$$M_u = \frac{P_u L}{4} = 11 \times \frac{1200}{4} = 3300\ ton.cm$$

گام ۳- محاسبه مقاومت خمشی موردنیاز

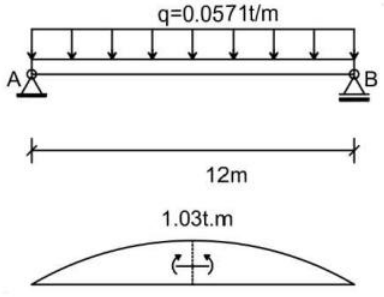
در حدس اولیه، فرض بر آن است که ظرفیت تسلیم، ملاک عمل خواهد بود.

$$M_{ux} \le \phi_b Z_x f_y \rightarrow Z_x \ge \frac{M_{ux}}{\phi_b f_y} = \frac{3300}{0.9\times 2.4} \Rightarrow Z_x \ge 1527.8cm^3 \rightarrow Z_{xi} \ge \frac{Z_x}{2} = 763.9cm^3$$

با اساس مقطع پلاستیک به‌دست‌آمده IPE36 به‌عنوان مقطع قابل‌کنترل انتخاب می‌گردد:

$$IPE36 \rightarrow Z_x = 973.7cm^3, b_f = 17cm, t_f = 1.27cm, t_w = 0.8cm, I_x = 16270cm^4, G = 57.1\frac{kg}{m}$$

باتوجه‌به اینکه طول تیر بیش از ۶ متر است باید اثر وزن تیر به‌تناسب از تحلیل بارگذاری آن به دست آید. باتوجه‌به اینکه لنگر حداکثر در زیر بار متمرکز می‌باشد، لنگر ناشی از وزن تیر در محل بار متمرکز به آن اضافه می‌شود.



$$q_D = 57.1\frac{kg}{m} = 57.1\frac{kg}{m} * \frac{1m}{100cm} * \frac{0.001ton}{1kg} = 5.71 * 10^{-4}\frac{ton}{cm}$$
$$M_{Dead} = \frac{P_D\, L}{4} + \frac{q_D L^2}{8} = \frac{4.5*1200}{4} + \frac{5.71*10^{-4}*1200^2}{8} = 1452.8\ ton.cm$$
$$M_{ux} = 1.2M_{Dead} + 1.6M_{Live} = 1.2*1452.8 + 1.6*1050 = 3423.4\ ton.cm$$

$$M_{ux} \le \phi_b M_n = \phi_b M_n^{(Y)} = M_{px} = \phi_b Z_x f_y$$
$$M_{ux} = 3423.4\ ton.cm \le \phi_b Z_x f_y = 0.9 * (2 * 973.7) * 2.4 = 4206.4\ ton.cm$$

بنابراین از 2IPE36 به عنوان مقطع تیر استفاده می‌گردد.

گام ۴- کنترل فشردگی مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \le \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17}{2\times1.27} = 6.7 \le \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.24$$
$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \le \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.25 \le \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 111.22$$

مقطع فشرده است.

حل ب) کنترل خیز

گام ۵- کنترل خیز برای بار بهره‌برداری

خیز ناشی از بار زنده

$$\delta_L \le \Delta_L = \frac{L}{360}$$
$$\delta_L = \frac{P_L L^3}{48EI} = \frac{3.5*1200^3}{48\times2040\times2\times16270} = 1.90\ cm \le \Delta_L = \frac{L}{360} = 3.33\ cm$$

خیز ناشی از بار مرده از دو قسمت بار متمرکز مرده و بار وزن تیر تشکیل می‌شود.

$$\delta_D = \frac{P_D L^3}{48EI} + \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{EI} = \frac{4.5\times1200^3}{48\times2040\times2\times16270} + \frac{5}{384}\times\frac{2\times5.71*10^{-4}\times1200^4}{2040\times2\times16270} = 2.44 + 0.46 = 2.90\ cm$$
$$\delta_D + \delta_L = 2.90 + 1.90 = 4.80\ cm \le \Delta_{D+L} = \frac{L}{240} = 5.0\ cm$$

توجه: چنانچه خیز موجود خیلی کمتر از خیز مجاز باشد، نمی‌توان نسبت به کاهش مقطع تیر اقدام نمود، چراکه مقطع تیر بر اساس کنترل خمش تعیین شده است ولی چنانچه خیز موجود بیشتر از خیز مجاز گردد، لازم است با افزایش مقطع تیر، خیز آن را کنترل نمود.

حل ج) کنترل برش

گام ۶- محاسبه نیروی برش نهایی

برش ناشی از بار مرده و زنده در بحرانی‌ترین نقطه یعنی انتهای تیر محاسبه شده و برش نهایی ناشی از ترکیب بار موردنظر محاسبه می‌گردد.

$$V_D = \frac{P_D}{2} + \frac{q_D L}{2} = \frac{4.5}{2} + \frac{2*5.71*10^{-4}*1200}{2} = 2.25 + 0.69 = 2.94\ ton$$
$$V_L = \frac{P_L}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75\ ton$$
$$V_u = 1.2\ V_D + 1.6\ V_L = 1.2 * 2.94 + 1.6 * 1.75 = 6.32\ ton$$

گام ۷- کنترل ظرفیت برشی

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{29.8}{0.8} = 37.25 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 65.3 \rightarrow \begin{cases} C_v = 1.0 \\ \phi_v = 1.0 \end{cases}$$
$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 * 2.4 * (2 * 36 * 0.8) * 1 = 82.94\ ton$$
$$V_u \le \phi_v V_n$$
$$V_u = 6.32\ ton \le \phi_v V_n = 1 \times 82.94 = 82.94\ ton \rightarrow OK$$

حل د) کنترل ارتعاش

گام ۸- کنترل ارتعاش تیر:

باتوجه‌به اینکه رابطه فرکانس تیر با فرض تیر دو سر مفصل با بارگسترده ارائه شده است، برای تعیین فرکانس تیر دارای بار متمرکز باید از روابط مبحث دینامیک سازه استفاده نمود. بااین‌وجود چنانچه رفتار ارتعاشی تیر با بار متمرکز به‌صورت تقریبی با رفتار ارتعاشی تیر با بارگسترده یکسان فرض گردد، چنانچه از واحدهای ton, cm, s استفاده شود:

$$\tilde{q_D} = \frac{P_D}{L} + q_D = \frac{4.5}{1200} + 2 * 5.71 * 10^{-4} = 3.75 * 10^{-3} + 1.14 * 10^{-3} = 4.89 * 10^{-3}\frac{ton}{cm}$$
$$g = 9.81\frac{m}{s^2} = 981\frac{cm}{s^2}$$
$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \ge 5Hz$$
$$f = \frac{\pi}{2\times 1200^2}\sqrt{\frac{2040*2*16270*981}{4.89*10^{-3}}} = 3.98Hz \ngeq 5Hz$$

چنانچه از واحدهای N, m, s استفاده شود:

$$\tilde{q_D} = 4.89 * 10^{-3}\frac{ton}{cm} = 4.89 * 10^{-3}\frac{ton}{cm} * 9810\frac{N}{ton} * 100\frac{cm}{m} = 4797\frac{N}{m}$$
$$E = 2040\frac{ton}{cm^2} = 2040\frac{ton}{cm^2} * 9810\frac{N}{ton} * 10^4\frac{cm^2}{m^2} = 2 * 10^{11}\frac{N}{m^2}$$
$$I = 2 * 16270\ cm^4 = 2 * 16270\ cm^4 * 10^{-8}\frac{m^4}{cm^4} = 3.254 * 10^{-4}\ m^4$$
$$f = \frac{\pi}{2\times 12^2}\sqrt{\frac{3.254*10^{-4}*2*10^{11}*9.81}{4797}} = 3.98Hz \ngeq 5Hz$$

باتوجه‌به اینکه فرکانس تیر کمتر از 5Hz است، از نظر کنترل ارتعاش، مقطع در نظر گرفته شده جوابگو نبوده و باید با افزایش مقطع تیر، ارتعاش آن را کنترل نمود.

مقطع 2IPE40 بررسی می‌شود.

$$\text{IPE40} \rightarrow \text{I} = 23130\ \text{cm}^4, G = 66.3\frac{kg}{m}$$

$$q_{\tilde{D}} = \frac{P_D}{L} + q_D = \frac{4.5}{1200} + 2 * 6.63 * 10^{-4} = 3.75 * 10^{-3} + 1.33 * 10^{-3} = 5.08 * 10^{-3}\frac{ton}{cm}$$

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \geq 5Hz$$

$$f = \frac{\pi}{2\times1200^2}\sqrt{\frac{2040*2*23130*981}{5.08*10^{-3}}} = 4.66Hz \ngeq 5Hz$$

مقطع 2IPE45 بررسی می‌شود.

$$\text{IPE45} \rightarrow \text{I} = 33740\ \text{cm}^4, G = 77.6\frac{kg}{m}$$

$$q_{\tilde{D}} = \frac{P_D}{L} + q_D = \frac{4.5}{1200} + 2 * 7.76 * 10^{-4} = 3.75 * 10^{-3} + 1.55 * 10^{-3} = 5.30 * 10^{-3}\frac{ton}{cm}$$

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \geq 5Hz$$

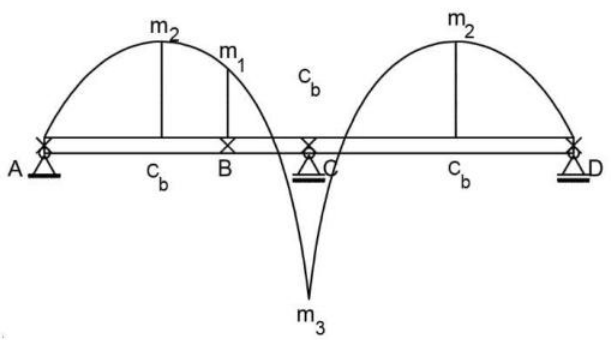
$$f = \frac{\pi}{2\times1200^2}\sqrt{\frac{2040*2*33740*981}{5.30*10^{-3}}} = 5.50Hz \geq 5Hz$$

ملاحظه می‌شود که در برخی موارد، کنترل ارتعاش تیر منجر به افزایش مقطع تیر به مقدار بیش از نیاز ظرفیت خمشی آن خواهد شد.

۴-۷ تعیین مقطع بحرانی در تیر

در حل مسائل مختلف، ابتدا دیاگرام لنگر تیر رسم می‌شود، سپس ناحیه بحرانی تعیین می‌گردد. ناحیه‌ای بحرانی است که لنگر بیشتر، فاصله مهار جانبی بزرگ‌تر و ضریب یکنواختی نمودار لنگر کمتری داشته باشد. تیر بر اساس ناحیه بحرانی طرح شده و برای سایر نواحی کنترل می‌شود.

به عنوان مثال در شکل ۴ـ۲۳ دیاگرام لنگر یک تیر دو دهانه با دهانه‌های مساوی تحت اثر بارگسترده نشان داده شده است. این تیر در نقاط D, C, B, A دارای مهار جانبی بال فشاری است. در این شکل m_3 لنگر منفی حداکثر در محل تکیه‌گاه میانی و m_2 لنگر مثبت حداکثر تیر و m_1 لنگر در محل مهار B است.



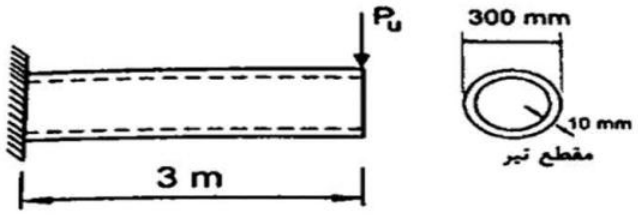
شکل ۲۳ـ۴ دیاگرام لنگر یک تیر دو دهانه تحت اثر بارگسترده یکنواخت

چنانچه فرض شود $m_3 > m_2 > m_1$ باشد ، با بررسی سه ناحیه اول، دوم و سوم این تیر نتیجه می‌شود که لنگر طراحی در نواحی دوم و سوم برابر m_3 بوده و از لنگر طراحی ناحیه اول بیشتر است. در ناحیه سوم، فاصله مهار جانبی بزرگ‌تر از ناحیه دوم است. در مورد ضریب C_b این دو ناحیه نمی‌توان بدون محاسبات اظهار نظر نمود. انتخاب ناحیه بحرانی، بر اساس لنگر ماکزیمم بیشتر، فواصل مهار جانبی بیشتر (L_b) و ضریب C_b کمتر انجام می‌شود. لذا انتظار می‌رود ناحیه سوم، ناحیه بحرانی باشد. در نهایت لازم است طراحی تیر بر اساس ناحیه بحرانی آن انجام می‌گیرد و سپس تیر برای نواحی دیگر کنترل شود.

توجه: در تعیین ناحیه بحرانی توصیه می‌شود ابتدا لنگر بیشتر، سپس L_b بیشتر و در نهایت C_b کمتر موردتوجه قرار گیرد.

۴-۸ تست‌های فصل چهارم

۱. اگر از وزن واحد طول تیر طره‌ای شکل زیر صرف‌نظر شود و تیر در انتهای آزاد خود فاقد مهار جانبی باشد، آنگاه بر اساس کنترل مقاومت خمشی ، حداکثر Pu قابل تحمل توسط تیر بر حسب KN به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ؟ (محاسبات اردیبهشت ۹۷)



۱) ۷۰ ۲) ۴۰ ۳) ۵۰ ۴) ۶۰

$$\frac{D}{t} = \frac{300}{10} = 30 < 0.07\frac{E}{F_y} = 58 \quad OK$$

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_p(غیرفشرده/فشرده)	λ_r(لاغر/غیرفشرده)	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	$۰/۰۷\frac{E}{F_y}$	

مقطع فشرده می باشد. بنابراین

$$(M_u = P_u \times L) < (\varphi M_n = \varphi Z F_y)$$
$$(P_u \times 3) < (0.9 \times Z F_y)$$

اساس پلاستیک (Z) مقطع لوله برابر $Z = 4R^2t$ می باشد و در شکل فوق شعاع میانگین لوله برابر R=145 mm می باشد. بنابراین:

$$(P_u \times 3000^{mm}) < (0.9 \times (4R^2t)F_y) \quad \rightarrow \quad P_u < \frac{0.9 \times 4 \times 145^2 \times 10 \times 240}{3000} = 60.55\ kN$$

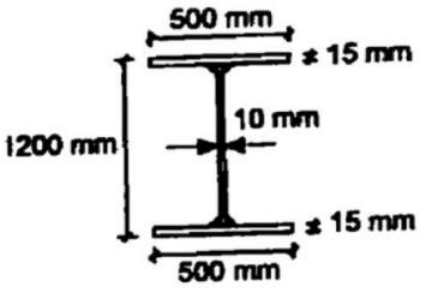
۲. تیرورق شکل زیر تحت خمش حول محور اصلی است. بال‌های این تیر ورق به طور سراسری و پیوسته توسط جوش گوشه به بعد ۱۰ ملی متر به جان متصل است، در خصوص طبقه‌بندی مقطع تیر از منظر کمانش موضعی، کدام گزینه صحیح است؟ (محاسبات، آبان ۹۳)

1) مقطع با بال فشرده و جان لاغر

2) غیر فشرده

3) فشرده

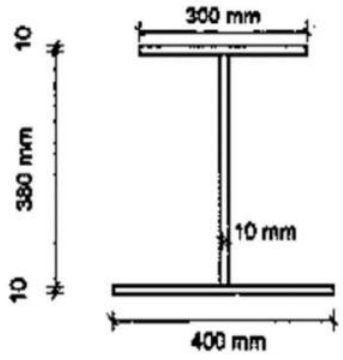
4) مقطع با اجزای لاغر



$$\left(0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=10.96\right)<\frac{b}{t}=\frac{250}{15}=16.7<\left(\sqrt{\frac{E}{F_y}}=28.86\right)$$

$$\left(3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=108\right)<\frac{h}{t}=\frac{1200-30}{10}=117<\left(5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}=163.72\right)$$

۳. تیر ورقی با مقطع مقابل با ST37با اتصال جوش جان به بال ساخته شده است و تحت لنگر خمشی مثبت قرار دارد. بال فشاری این مقطع از نظر کمانش موضعی چگونه طبقه‌بندی می‌شود ؟ (محاسبات خرداد۹۳)



۱) لاغر ۲) فشرده

۳) غیر فشرده ۴) با اطلاعات داده شده قابل‌بررسی نیست

$$Y = \frac{300 \times 10 \times 395 + 380 \times 10 \times 200 + 400 \times 10 \times 5}{300 \times 10 + 380 \times 10 + 400 \times 10} = 182\ mm$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{182}{400 - 182} = 0.835 \quad \rightarrow \quad F_L = 0.7F_y = 186MPa$$

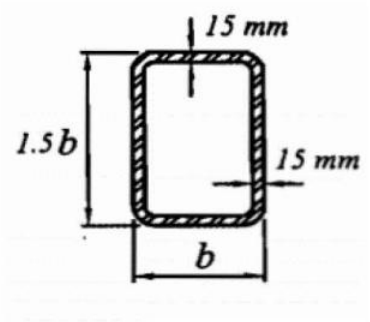
$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{380}{10}}} = 0.65$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{0.65E}{F_L}} = 0.95\sqrt{\frac{0.65 \times 200000}{186}} = 25.11$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.96$$

$$\lambda = \frac{145}{10} = 14.5$$

۴. مقطع نشان‌داده‌شده در شکل زیر تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی دومحوره نسبت به محورهای اصلی مقاطع قرار دارد. حداکثر مقدار b حدودا چقدر میتواند باشد ؟ تا مقطع از منظرکمانش موضعی در برابر نیروی محوری فشاری غیرلاغر در برابر لنگرهای خمشی فشرده باشد ؟ (محاسبات ، بهمن ۹۴)



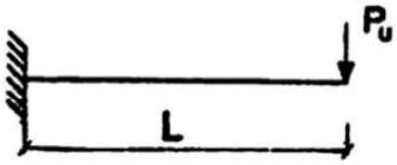
۱) ۶۵۰ میلیمتر ۲) ۵۳۰ میلیمتر ۳) ۴۳۰ میلیمتر ۴) ۳۵۰ میلیمتر

با توجه به اینکه خمش دو محوره است، هر چهار وجه مقطع ممکن است به عنوان بال استفاده شوند و بنابراین وجه بلندتر باید کنترل شود (1.5b):

$$\frac{(1.5b - 45)}{t} < \begin{Bmatrix} 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \\ 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.4 \end{Bmatrix} \quad \rightarrow \quad b < 353\ mm$$

ث) برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.

۵. یک عضو طره‌ای که انتهای آزاد آن فاقد مهارجانبی بوده و تحت اثر بار متمرکز Pu در انتهای آزاد قراردارد. دارای مقطع Iشکل فشرده با دو محور تقارن بوده و تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارد. اگر در این تیر Lp=0.5L و Lr=1.5L و $Zx = 1.25\ Sx$ محاسبه شده باشد، مقدار مقاومت خمشی طراحی آن به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ؟ (محاسبات مهر۹۸)



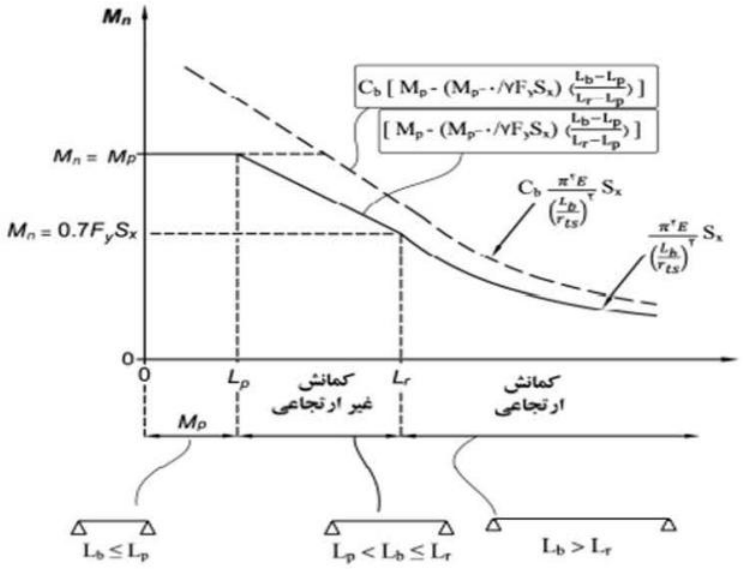
0.9 Mp (1

0.7Mp (2

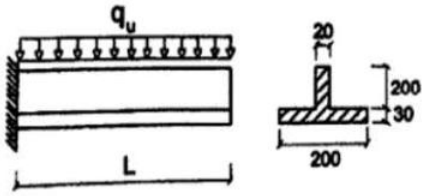
0.78Mp (3

0.56Mp (4

$$\varphi M_n = \frac{\varphi M_p + \varphi \times 0.7SF_y}{2} = \frac{0.9ZF_y + 0.9 \times 0.7\left(\frac{Z}{1.25}\right)F_y}{2} = 0.7M_p$$

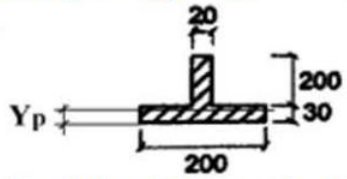


۶. در یک عضو خمشی طره‌ای با مقطع شکل زیر نسبت لنگر پلاستیک به لنگر تسلیم آن نسبت به دورترین تار کششی مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (محاسبات بهمن ۹۷)



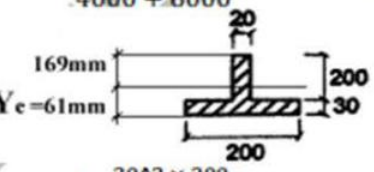
1) 1.35
2) 1.65
3) 1.8
4) 2.4

$$200Y_p = 4000 + (30 - Y_p) \times 200 \quad \rightarrow \quad Y_p = 25\ mm$$



$$Z = 4000 \times (100 + 5) + 1000 \times (2.5) + 5000 \times (12.5) = 485000\ mm^3$$
$$M_p = ZF_y = 485000 \times 240 = 116.4\ kN.m$$

$$y_e = \frac{4000 \times (100 + 30) + 6000 \times (15)}{4000 + 6000} = 61\ mm$$

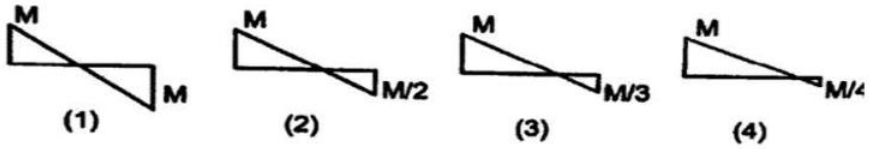


$$I = \frac{20 \times 200^3}{12} + 4000 \times (169 - 100)^2 + \frac{30\text{^}3 \times 200}{12} + 6000 \times (61 - 15)^2 = 45.523 \times 10^6\ mm^3$$
$$M_y = SF_y = \frac{I}{y}F_y = \frac{45.523 \times 10^6}{169}240 = 64.64\ kN.m$$

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{116.4}{64.64} = 1.8$$

۷. در شکل‌های زیر نمودار لنگر خمشی چند تیر فولادی به طول که بر آن‌ها مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند، نشان داده است. کدام یک از تیرهای زیر به لحاظ کمانش جانبی ـ پیچشی از شرایط بحرانی‌تری برخوردار است؟ (محاسبات ـ بهمن ۹۷)

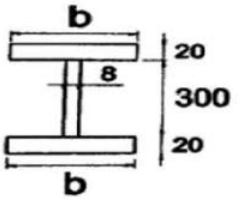
۱) ۱ ۲) ۲ ۳) ۳ ۴) ۴



با توجه به نمودارهای خمش در تیر 4 قسمت عمده مقطع به صورت یک طرفه تحت خمش قرار دارد و بنابراین بحرانی تر از بقیه است.

البته می توان برای هر کدام از تیرها مقدار Cb را محاسبه کرد و بر اساس مقدار Cb به نتیجه فوق رسید (Cb تیر ۴ از همه کمتر خواهد بود).

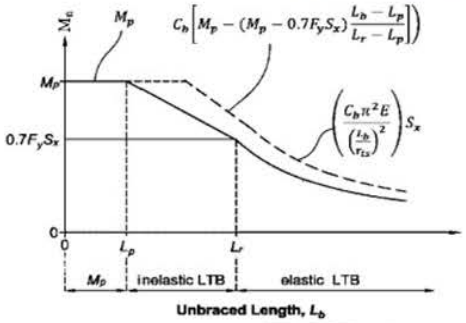
۸. در یک تیر فولادی با مقطع شکل زیر چنانچه فاصله مهارهای جانبی برابر ۳ متر باشد، آنگاه بدون توجه به نمودار لنگر خمشی تیر، حداقل پهنای بال مقطع (b) برای آنکه حالت حدی کمانش جانبی ـ پیچشی حاکم بر مقاومت خمشی اسمی تیر نشود ، به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(محاسبات ـ بهمن ـ ۹۷)



۱) ۲۰۰ ۲) ۲۳۰ ۳) ۲۶۰ ۴) ۳۰۰

مقطع فشرده است و در صورتی که کمانش پیچشی جانبی حاکم نشود، مقاومت خمشی بر اساس لنگر مقاوم پلاستیک مقطع (Mp) محاسبه می شود.

به شکل زیر توجه کنید . برای اینکه کمانش پیچشی جانبی حاکم نشود، طول آزاد باید کمتر از Lp شود.



ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

$$(L_b = 3000) < \left(L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50.8\sqrt{\frac{I_y}{A}}\right) \rightarrow \frac{I_y}{A} > 3485$$

$$\rightarrow \frac{I_y}{A} = \frac{2\left(\frac{20\times b^3}{12}\right)+\frac{300\times 8^3}{12}}{2\times 20b + 300\times 8} = \frac{3.3333b^3+12800}{40b+2400} > 3485$$

$$b = 200 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 2565 \quad N.G.$$

$$b = 230 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 3497 \quad OK$$

$$b = 260 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 4578 \quad OK$$

$$b = 300 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 6250 \quad OK$$

۹. در شکل زیر، فقط در نقطه A تکیه‌گاه جانبی دارد اگر مقطع تیر IPE200 بوده و مقاومت خمشی اسمی آن حول محور X برابر 0.8Mpa تیر باشد. حداکثر طول مجاز تیر بر حسب متر به‌کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (محاسبات، بهمن ۹۷)



Fy= 240Mpa

۱) ۳/۰ ۲) ۲/۵ ۳) ۲/۰ ۴)

با توجه به شکل زیر (جزوه فولاد ویرایش ۹۷)، و با توجه به اینکه طبق گفته مساله مقاومت خمشی اسمی تیر برابر $0.8MP$ می باشد، حتما طول آزاد تیر مابین Lp و Lr می باشد و مقاومت آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$\left.\begin{array}{l} M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7S_xF_y\right)\dfrac{X-L_p}{L_r-L_p}\right] \\ M_n = 0.8M_p \end{array}\right\} \quad \rightarrow \quad C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7S_xF_y\right)\dfrac{X-L_p}{L_r-L_p}\right] = 0.8M_p$$

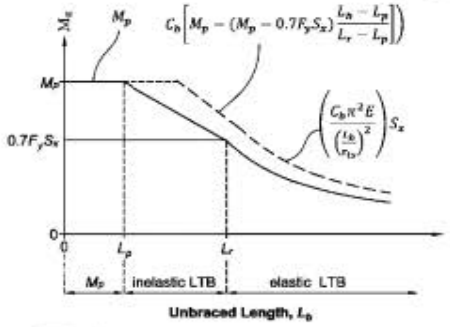
با توجه به طره بودن، ضریب $Cb=1$ خواهد بود.

در انتهای جزوه فولاد، برای مقاطع IPE مقادیر Lp و Lr ارائه شده است. این مقادیر در برخی جداول اشتایل نیز آمده است.

با جاگذاری مقادیر لازم از جدول اشتایل داریم:

$$1\left[285000F_y - \left(285000F_y - 0.7\times 252000F_y\right)\frac{X-1029}{4543-1029}\right] = 0.8\times 285000F_y$$

$$285000 - (285000 - 0.7\times 252000)\frac{X-1029}{4543-1029} = 228000 \quad \rightarrow \quad X = 2873\ mm$$



ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

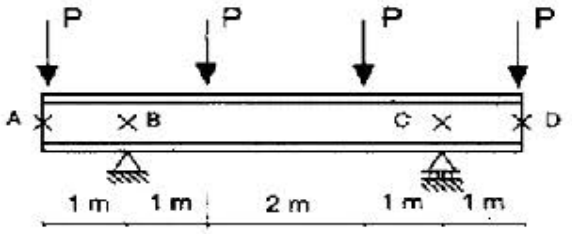
ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

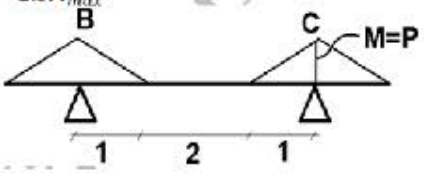
۱۰. در تیر با مقطع شکل زیر، فرض کنید در نقاطی که با علامت X مشخص شده است، مهارهای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی ـ جانبی (Cb) در ناحیه BC به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مهر ۹۶)



۵(۱ ۱ (۲ ۱/۶۷ (۳ ۳(۴

با توجه به شکل زیر در فاصله نقاط B تا C مقدار قدر مطلق لنگر در یک چهارم ابتدایی، یک دوم میانی و سه چهارم طول تیر برابر با صفر است و بنابراین داریم:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M + 4M + 3M} = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}} = 5$$



- در اصلاحیه مبحث دهم (به شکل زیر توجه کنید) برای Cb محدودیت ۳ قرار داده شده است. منتهی این محدودیت تنها برای مواردی عنوان شده که ضریب Cb بر اساس تبصره ۲ (با اعمال ضریب Rm) اصلاح شود.

در این سوال "طبق مبحث دهم" محدودیت ۳ برای Cb حاکم نیست و بنابراین مقدار $Cb=5$ خواهد بود.

۳-۱-۵-۲-۱۰ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی- جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\, M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱-۵-۲-۱۰)$$

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

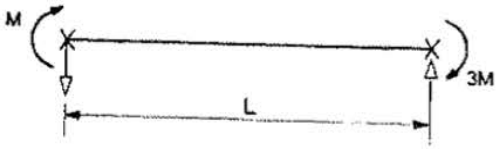
تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می‌باشد.

تبصره۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش پیچشی- جانبی (C_b) باید به شرح زیر با ضریب R_m تشدید شود.

$$R_m = ۰/۵ + ۲\left(\frac{I_{y\,Top}}{I_y}\right)^۲ \qquad (۲-۵-۲-۱۰)$$

ردیف	شرح	غلط	صحیح
۲۳	صفحه ۶۲ سطر دوم از انتهای صفحه، تبصره ۲	با ضریب R_m تشدید شود	با ضریب R_m اصلاح شود. در هر صورت C_b اصلاح شده نباید از ۳ بزرگتر در نظر گرفته شود

۱۱. در عضو خمشی نشان‌داده‌شده در شکل زیر که در دو انتهای خود دارای مهارجانبی بوده و در طول خود فاقد بار خارجی است. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی ـ جانبی به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (شهریور ۹۵)

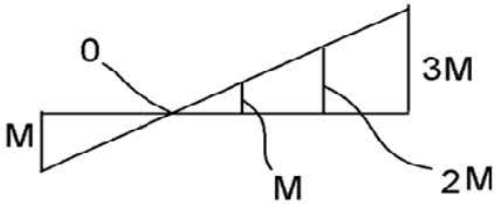


2.14(1

1.6(2

1.36(3

1(4



$$\left.\begin{matrix} M_A = 0 \\ M_B = M \\ M_C = 2M \end{matrix}\right\} C_b = \frac{12.5 \times 3M}{2.5 \times 3M + 3 \times 0 + 4 \times M + 3 \times 2M} = 2.14$$

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.

۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵ M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

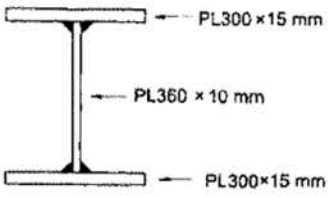
M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

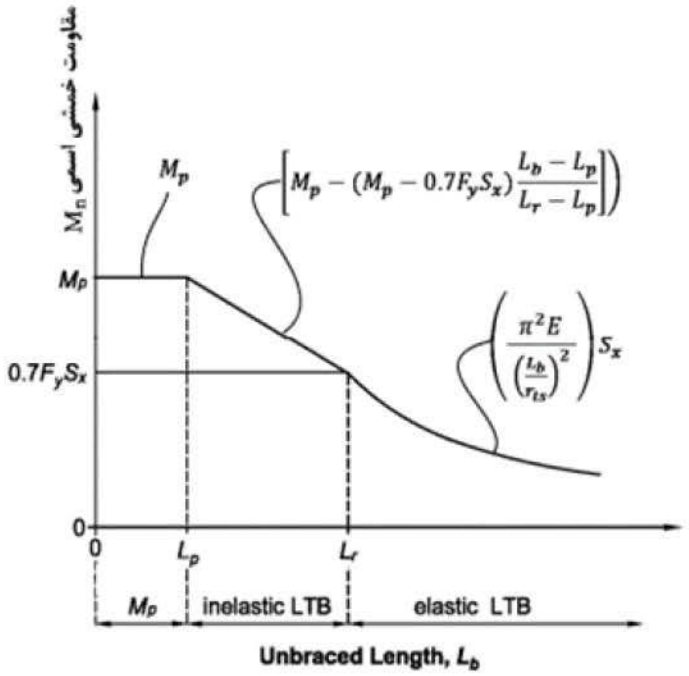
M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

۱۲. مقطع تیر نشان‌داده‌شده در شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. به‌ازای حدوداً چه طول مهار نشده این عضو، حالت حدی تسلیم خمشی و حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیر ارتجاعی به طور هم‌زمان حاکم بر طرح می‌شود؟ (شهریور ۹۵)



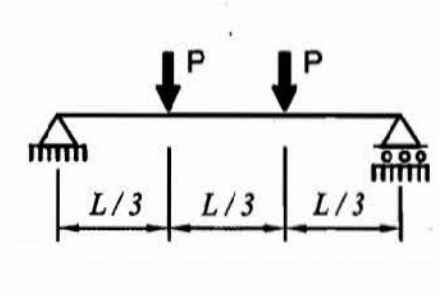
۱) ۱/۷۲ ۲) ۴/۷۲ ۳) ۲/۷۲ ۴) ۳/۷۲



اگر $L_b = L_p$ شود حالت مرزی اتفاق می افتد:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{I_y = 2 \times \frac{15 \times 300^3}{12} + \frac{360 \times 10^3}{12}}{A = 2 \times 300 \times 15 + 360 \times 10}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3719\ mm$$

۲۸) چنانچه مقطع تیر فولادی نشان‌داده‌شده در شکل زیر دارای دو محور تقارن بوده و تیر در تکیه‌گاه‌ها و در وسط دهانه دارای مهارجانبی باشد ، مقدار ضریب Cb به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بهمن ۹۴)



۱) ۱ ۲) ۱/۴ ۳) ۱/۳ ۴) ۱/۶۷

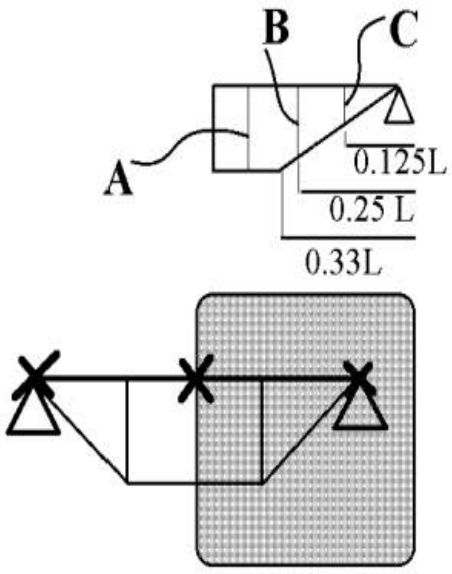
گزینه ۳

$$\left.\begin{aligned} M_A &= M \\ M_B &= \frac{0.25}{0.333}M = 0.75M \\ M_C &= \frac{0.125}{0.333}M = 0.375M \end{aligned}\right\} C_b = \frac{12.5 \times M}{2.5M + 3M + 4 \times 0.75M + 3 \times 0.375M} = 1.299$$

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۱-۲ و ۱۰-۲-۵-۱-۲ تعیین شود.

تبصره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.



۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵ M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

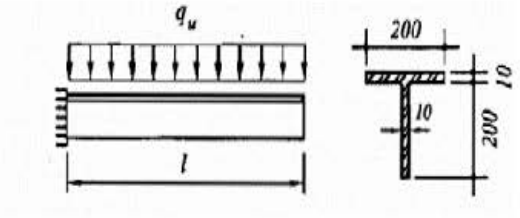
M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

۱۳. چنانچه تیر طره‌ای با مقطع سپری شکل زیر از تکیه‌گاه جانبی کافی برخوردار باشد، بر اساس حالت حدی تسلیم، مقاومت خمشی اسمی تیر بر حسب کیلونیوتن متر به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بهمن ۹۴)



۱) ۲۷/۹ ۲) ۴۴/۶ ۳) ۵۰/۴ ۴) ۷۳/۹



$$y_p = 200\ mm$$

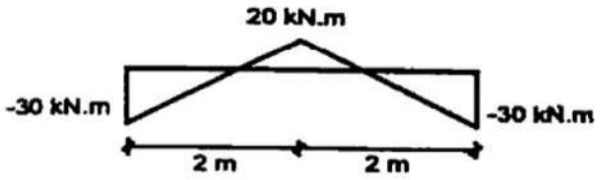
$$y_e = \frac{200 \times 10 \times 100 + 200 \times 10 \times 205}{4000} = 152.5$$

$$I = \frac{10 \times 200^3}{12} + 10 \times 200 \times (152.5 - 100)^2 + \frac{10\text{^}3 \times 200}{12} + 10 \times 200 \times (205 - 152.5)^2 = 17708333\ mm^3$$

در شکل فوق جان تحت فشار خواهد بود و بنابراین باید از قسمت الف-۲ محاسبه شود:

$$M_n = Min\begin{Bmatrix} ZF_y = (200 \times 10 \times 5 + 200 \times 10 \times 100) \times 240 = 50400000\ N.mm = 50.4kN.m \\ M_y = SF_y = \frac{I}{y}F_y = \frac{17708333}{152.5}240 = 27868852\ N.mm = 27.869\ kN.m \end{Bmatrix} = 27.9\ kN.m$$

۱۴. نمودار لنگر خمشی یک تیر فولادی IPE300 به طول ۴ متر به‌صورت زیر است. درصورتی‌که تیر در تکیه‌گاه‌ها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی ـ جانبی (Cb) به‌کدام یک نزدیک‌تر است ؟ (ابان ۹۳)



۱) ۳ ۲) ۱/۲ ۳) ۲ ۴) ۲/۲

$$C_b = \frac{12.5 \times 30}{2.5 \times 30 + 3 \times 17.5 + 4 \times 5 + 3 \times 7.5} = 2.206$$

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\,M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۲-۵-۱)$$

۱۵. یک تیر خمشی با مقطع IPE270 تحت خمش یکنواخت حول محور قوی قرار دارد. درصورتی‌که دهانه تیر ۶ متر و فواصل تکیه‌گاهی جانبی بال فشاری ۳ متر باشد، مقاومت خمشی اسمی این عضو کدام است ؟ (Zx=1.12Sx) (آبان ۹۳)

1) 0.75Mp

2) Mp

3) 0.9Mp

4) 0.85Mp

طراح فراموش کرده است که تنش تسلیم را ارائه کند. البته با توجه به اینکه تمام مقاطع IPE موجود در ایران از نوع S240 می باشند، تنش تسلیم برابر 240MPa فرض می شود.

$$L_b = 3000\ mm \quad L_p = 50.8\sqrt{\frac{420}{45.9}} = 153.66\ cm = 1536.6\ mm \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{4200000 \times 259.8}{2 \times 429000}} = 3.566cm = 35.66\ mm$$

$$J = \frac{2 \times 135 \times 10.2^3 + 259.8 \times 6.6^3}{3} = 120406$$

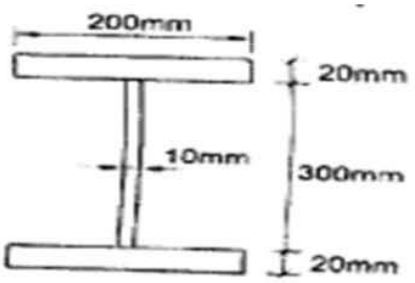
$$L_r = 1.95 \times 35.66 \times \frac{200000}{0.7 \times 240}\sqrt{\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8} + \sqrt{\left(\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \times 240}{2 \times 10\text{^}5}\right)^2}} = 4909\ mm$$

با توجه به اینکه خمش یکنواخت داریم، Cb برابر یک خواهد بود.

$$M_n = 1\left[M_p - (M_p - 0.7S_xF_y)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = \left[M_p - (M_p - 0.625M_p)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = 0.837M_p$$

۱۶. چنانچه مقطع یک تیر مطابق شکل زیر باشد، طول مهار نشده آن که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی ــ جانبی غیر ارتجاعی را مشخص می‌کند، به‌کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (محاسبات ــ مرداد ۹۴ــ

(



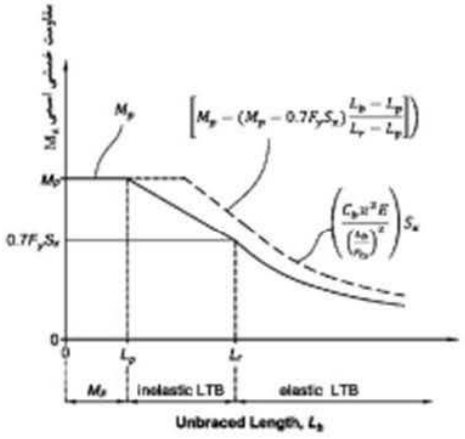
3.0(1

2.5(2

2.0(3

.1(4

سوال در واقع مقدار Lp را می خواهد (به شکل زیر توجه نمایید).



تعریف زیر نیز در مبحث ۱۰ آمده است:

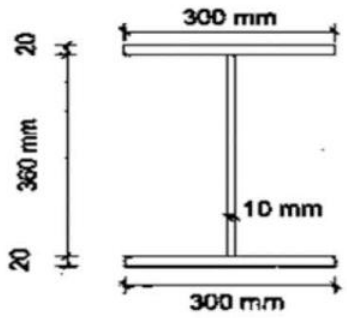
L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = ۱/۷۶\, r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

بنابراین خواهیم داشت:

$$L_p = 1.76\sqrt{\frac{I_x}{A}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{2\times\frac{20\times200^3}{12}+\frac{300\times10^3}{12}}{2\times20\times200+10\times300}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{26691667}{11000}}\sqrt{\frac{200000}{240}} = 2502\ mm$$

۱۷. مقطع مقابل تحت خمش حول محور قوی است. مقدار شعاع ژیراسیون مؤثر Tts به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ؟ فولاد ST37 است . (محاسبات خرداد ۹۳)



۱) ۲۵ ۲) ۵۰ ۳) ۸۵ ۴) ۱۰۰

روش دقیق:

$$a_w = \frac{3600}{6000} = 0.6$$

$$r_t = \frac{300}{\sqrt{12\left(\frac{380}{400} + \frac{1}{6} \times 0.6 \frac{360^2}{380 \times 400}\right)}} = 85$$

روش تقریبی:

$$r_t = \frac{300}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6} \times 0.6\right)}} = 82.5$$

۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیر فشرده و جان فشرده یا غیرفشرده حول محور قوی

ب) کمانش پیچشی- جانبی

r_t = شعاع ژیراسیون موثر برای کمانش پیچشی- جانبی مطابق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{12} a_w \frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad (۱۰-۲-۵-۲۵)$$

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری غیرمستطیلی نظیر بال‌های تقویت‌شده با ورق یا ناودانی:

r_t = شعاع ژیراسیون مقطعی شامل مجموع بال فشاری و یک سوم ناحیهٔ فشاری جان نسبت به محور مار بر جان تیر (محور y)

تبصره: برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی، r_t را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی شعاع ژیراسیون بال فشاری به علاوه $\frac{1}{3}$ ناحیهٔ فشاری جان نسبت به محور ضعیف مقطع (محور y) در نظر گرفت. به عبارت دیگر:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3} a_w\right)}} \qquad (۱۰-۲-۵-۲۶)$$

در روابط فوق:

h_o = مرکز تا مرکز بال‌ها

h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته‌شده از ورق

d = ارتفاع کلی مقطع

b_{fc} = پهنای بال فشاری

t_{fc} = ضخامت بال فشاری

t_w = ضخامت جان

a_w = نسبت دو برابر مساحت جان تحت فشار به مساحت کلیهٔ اجزای بال فشاری به عبارت دیگر:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad (۱۰-۲-۵-۲۷)$$

۱۸. تیر IPE300 با مهار جانبی کافی بال فشاری، در محل اتصال خمشی با ستون در هر یک از بال‌های بالا و پایین دارای دو سوراخ با قطر ۲۰ میلی‌متر است. دو سوراخ بال پایین و دو سوراخ بال بالا همگی در یک مقطع عرضی از تیر قرار دارند و فواصل آنها از لبه‌ها به‌درستی تنظیم شده است. درصورتی‌که فولاد از نوع ST37 باشد مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع در محدوده سوراخ به کدام یک از مقادیر نزدیک است؟ (خرداد ۹۳)

۱) ۱۷۰ ۲) ۱۵۰ ۳) ۱۳۵ ۴) ۱۱۰

$$F_u A_{fn} = 370 \times 10.7(150 - 40) = 435.5\ kN$$
$$Y_t F_y A_{fg} = 240 \times 10.7(150) = 385.2\ kN$$

بنابراین سوراخها تاثیری بر مقاومت خمشی ندارند و با توجه به فشرده بودن مقطع و نیز وجود مهار جانبی کافی:

$$M_n = ZF_y \cong 1.12SF_y = 1.12 \times 557000 \times 240 = 149.7\ kN.m$$

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

الف) اعضای با مقاطع دارای بال کششی سوراخ‌دار

این بند مربوط است به اعضای با مقاطع نوردشده و ساخته‌شده از ورق که مقطع آنها دارای سوراخ بوده و مقاومت خمشی اسمی آنها بر مبنای سطح مقطع کلی محاسبه شده است.

در این‌گونه اعضا در صورت وجود سوراخ در بال یا بال‌ها، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی (M_n) در محدوده سوراخ باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

در صورت برقراری رابطهٔ زیر، هیچ گونه محدودیتی در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی به‌خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

$$F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg} \qquad (۷۶-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کلی بال کششی

A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی که بر اساس الزامات بخش (۱۰-۲-۳) محاسبه می‌شود.

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

F_y = تنش تسلیم فولاد

Y_t = ضریب تاثیر سوراخ که برای شرایط $\frac{F_y}{F_u} \leq ۰/۸$ برابر یک و برای شرایط $\frac{F_y}{F_u} > ۰/۸$ برابر ۱/۱ است.

درصورت عدم برقراری رابطه ۱۰-۲-۵-۷۶، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی در محدودهٔ سوراخ باید محدودیت زیر به‌خاطر گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

$$M_n \leq \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \qquad (۷۷-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

S_x = اساس مقطع الاستیک

۱۹. ۳۵) مقدار Cb محاسبه شده برای یک تیر دو سر ساده با بار متمرکز در وسط دهانه که در تکیه‌گاه‌ها و وسط دهانه مهار شده است، به کدام یک نزدیک است؟ (خرداد ۹۳)

۱) ۱/۹ ۲) ۱/۵ ۳) ۲ ۴) ۱/۷

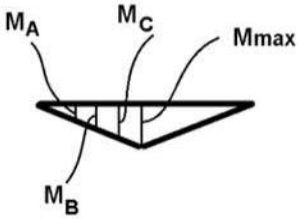
$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3\left(\frac{M_{max}}{4}\right) + 4\left(\frac{M_{max}}{2}\right) + 3\left(\frac{3M_{max}}{4}\right)} = 1.67$$

۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای خمش

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\,M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱-۵-۲-۱۰)$$



که در آن:

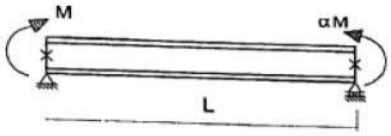
M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

۲۰. در تیر فولادی دو سر ساده شکل زیر، در حالت کلی به ازای چه مقداری از α ، مقاومت خمشی اسمی ناشی از کمانش پیچشی – جانبی دارای کمترین مقدار خواهد بود ؟ (اسفند ۹۵)



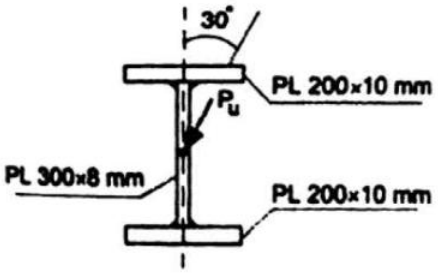
1) 2
2) 1
3) 0.5
4) 0

با توجه به شکل زیر کمترین مقاومت زمانی حاصل می شود که در سراسر تیر مقدار لنگر ثابت باشد ($Cb=1$)
بنابراین اگر ضریب α برابر یک باشد، احتمال کمانش پیچشی جانبی افزایش یافته و تیر کمترین مقاومت ممکن را خواهد داشت.

C_b	نمودار M
1	
1.136	
1.25	M / ۰/۵M
1.316	
1.667	
2.273	M / M

hoseinzadeh.ir

۲۱. تیر ساخته شده از ورق فولادی با تنش تسلیم Fy=240 با دهانه ۴ متر و تکیه‌گاه‌های ساده در وسط دهانه تحت اثر بار P با زاویه ۳۰ درجه مطابق شکل زیر است. اگر از وزن تیر صرف‌نظر کنیم و از کمانش جانبی آن ممانعت شود ، حداکثر P (بار متمرکز ضریب دار) قابل تحمل توسط تیر کدام است ؟ (مهر ۹۸)



1) 49KN

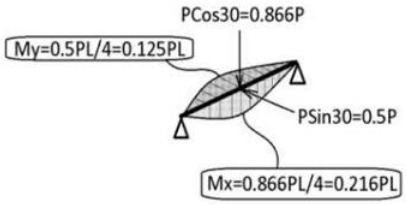
2) 61KN

3) 79KN

4) 92KN

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن متوسط)

تیر تحت اثر خمش دو محوره $\begin{cases} M_{ux} = 0.216P_uL \\ M_{uy} = 0.125P_uL \end{cases}$ قرار دارد.



$$\frac{M_{ux}}{\varphi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varphi M_{ny}} < 1 \rightarrow \frac{0.216P_uL}{0.9Z_xF_y} + \frac{0.125P_uL}{0.9Z_yF_y} < 1$$

$$Z_x = 2000 \times 310 + \frac{8 \times 300^2}{4} = 800000$$

$$Z_y = 2\left(\frac{10 \times 200^2}{4}\right) + \frac{300 \times 8^2}{4} = 204800$$

$$\frac{0.216P_u \times 4000}{0.9 \times 800000 \times 240} + \frac{0.125P_u \times 4000}{0.9 \times 204800 \times 240} < 1 \rightarrow P_u < 61\ kN$$

۲۲. فرکانس دوره ایی (f) یک تیر فولادی دو سر ساده به طول L و با مقطع IPE 180 تحت اثر بار مرده گسترده یکنواخت qD برابر ۳ هرتز محاسبه شده است . برای آنکه این تیر از منظر ارتعاش قابل قبول تلقی شود کدام یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع تیر انتخاب شود ؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر نموده و فرض کنید تیر مذکور سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی را تحمل مینماید)

۱) IPE 240 ۲) IPE 270 ۳) IPE 200 ۴) IPE 220

با توجه به رابطه زیر، فرکانس تیر با جذر ممان اینرسی رابطه مستقیم دارد.

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \rightarrow \begin{cases} 3 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{E \times I_{IPE180} \times g}{q_D}} \\ 5 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{E \times ?\times g}{q_D}} \end{cases} \rightarrow ? = \left(\frac{5}{3}\right)^2 \times I_{IPE180} = 3666\ cm^4$$

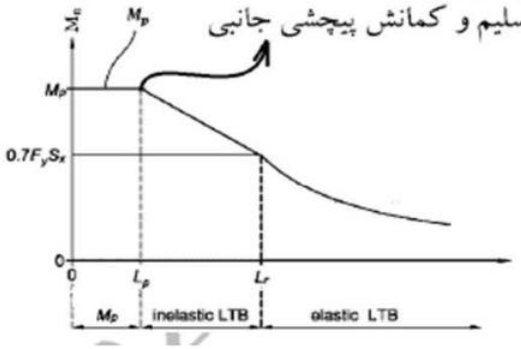
$$\begin{cases} IPE200 \rightarrow I = 1940\ cm^4 \\ IPE220 \rightarrow I = 2770\ cm^4 \\ IPE240 \rightarrow I = 3890\ cm^4 > 3666 \quad OK \end{cases}$$

۲۳. برای تیر مقطع مستطیلی فولادی توپر و خمش حول محور قوی مقدار مقاومت خمشی طراحی در مرز حالت حدی تسلیم وکمانش پیچشی ـ جانبی غیر الاستیک به‌کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ؟ (مقدار Cb برابر واحد فرض شود و My لنگر تسلیم مقطع است)

۱) 0.90My ۲) 1.50My ۳) 1.60My ۴) 1.35My

$$\left.\begin{aligned} M_p = ZF_y = \frac{bh^2}{4}F_y \\ M_y = \frac{bh^2}{6}F_y \end{aligned}\right\} \varphi M_p = 0.9 \times 1.5 M_y = 1.35 M_p$$

دقت شود که درحالت مرز مقاومت تسلیم و مقاومت پیچشی- جانبی غیرالاستیک باهم برابر می شوند:

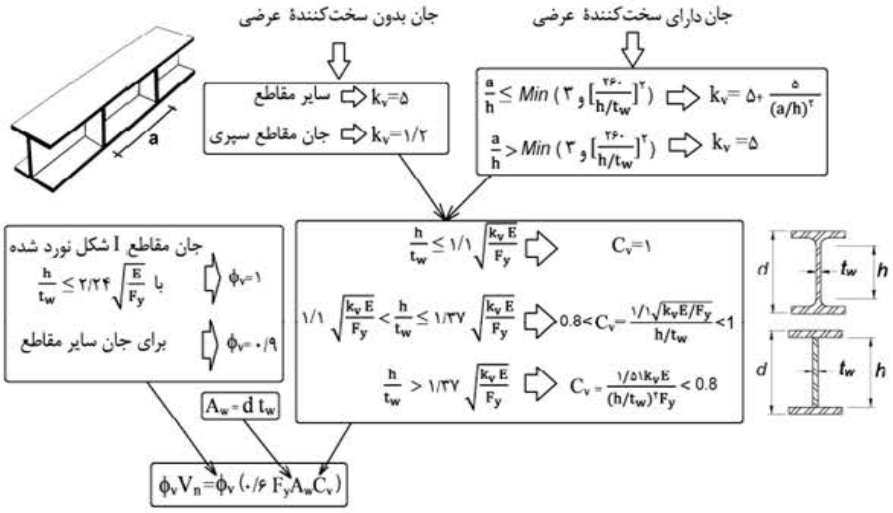


۹-۴ تست‌های فصل چهارم (برش)

۲۴. در یک عضو فولادی با مقطع IPE 160 ، نسبت مقاومت برشی طراحی در صفحه جان مقطع به مقاومت برشی طراحی در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع کدام است ؟ (Fy=240MPa . E=2*10^5MPa) (مهر ۹۸)

0.66(1 0.73(2 1.37(3 1.46 (4

$$\frac{\varphi A_{w\text{قوی}} 0.6F_y}{\varphi A_{w\text{ضعیف}} 0.6F_y} = \frac{1\times A_{w\text{قوی}}}{0.9\times A_{w\text{ضعیف}}} = \frac{1\times \text{مساحت جان } IPE160}{0.9\times \text{جمع مساحت بال } IPE160} = \frac{1\times(5\times 160)}{0.9\times(2\times 82\times 7.4)} = 0.732$$

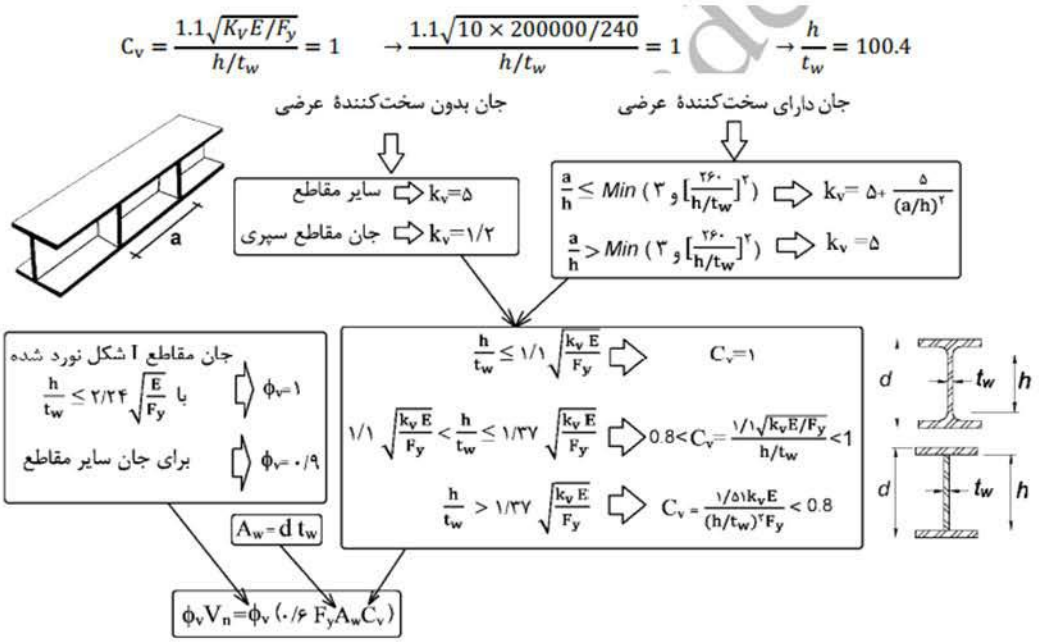


۲۵. در یک تیر شکل فولادی ساخته شده از ورق در یکی از چشمه ها مقدار ضریب Kv برابر ۱۰ محاسبه شده است . حداکثر مقدار h/tw برای آنکه در این چشمه تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی اضافی عملا نتواند مقدار مقاومت برشی اسمی مقطع را افزایش دهد ، به کدام یک نزدیک‌تر است ؟(Fy=240 MPa , E=2*10^5 MPa) (بهمن ۹۷

(



123 (4 64 (3 70 (2 100(1



مقاومت برشی طراحی ناودانی UNP300 در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع بر حسب KN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است ؟ عضو تحت پیچش نیست و سخت‌کننده عرضی ندارد .

(بهمن ۹۷)

1) 207 2) 388 3) 414 4) 461

$$\varphi V_n = 0.9(0.6 F_y A_w C_v)$$

با توجه به فشرده بودن مقطع ناودانی مقدار Cv برابر یک خواهد بود.

و با توجه به اینکه جهت برش در راستای عرضی است، مقدار Aw برابر جمع مساحت بالها خواهد بود و بنابراین:

$$\varphi V_n = 0.9(0.6 \times 240 \times (2 \times 16 \times 100) \times 1) = 414.72\ kN$$

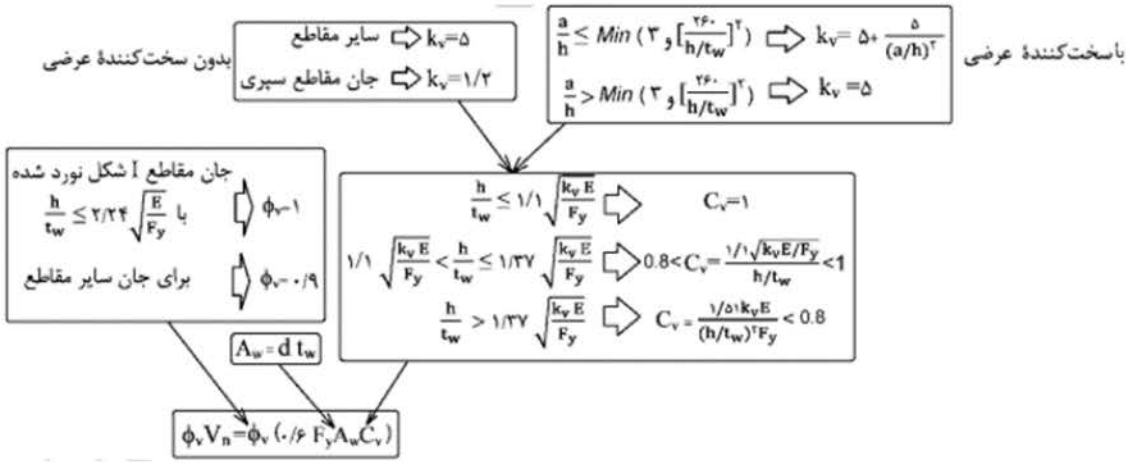
۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.

در صورتی‌که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاومت‌کننده در برابر برش باید از طریق رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۱ و بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-ب با $A_w=b_f t_f$ و $h/t_w=b/t_f$ و $k_v=1/2$ تعیین شود. که در آن:

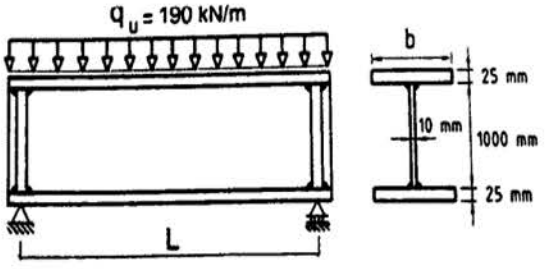
t_f = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

b_f - پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

b = نصف پهنای کلی بال برای مقاطع I شکل و پهنای کلی بال برای مقاطع ناودانی شکل



۲۶. در تیر شکل زیر سخت‌کننده‌های عرضی فقط در محل تکیه‌گاه‌ها تعبیه شده‌اند. بدون توجه به لزوم تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیر و فقط بر اساس کنترل برش، حداکثر طول مجاز تیر بر حسب متر کدام است؟ فرض کنید وزن واحد طول تیر در qu لحاظ شده است)(Fy=240Mpa , E=2*10^5Mpa) (اریبهشت ۹۷)



10(4 9(3 8(2 14(1

$$K_V = 5$$

$$\left.\frac{h}{t_w} = 100 > 1.37\sqrt{5 \times \frac{E}{F_y}} = 88\right\} C_V = \frac{1.51 \times 5 \times 200000}{100^2 \times 240} = 0.629$$

$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 1050 \times 10 \times 0.629 = 856\ kN$$

$$\left(V_u = \frac{q_u L}{2}\right) < (\varphi V_n = 856\ kN) \quad \rightarrow \quad L < \frac{2 \times 856}{190} = 9\ m$$

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

$$V_n = ۰/۶\ F_y A_w C_v \qquad (۱\text{-}۶\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v = ۱$ و $\phi_v = ۱$ (۲-۶-۲-۱۰)

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le ۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = ۱$

(۳-۶-۲-۱۰)

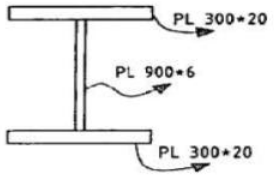
ب-۲) برای $۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۱\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$

(۴-۶-۲-۱۰)

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۵۱ k_v E}{(h/t_w)^۲ F_y}$

(۵-۶-۲-۱۰)

۲۷. در یک تیر فولادی دو سر ساده با مقطع شکل زیر، چنانچه مقاومت برشی موردنیاز آن در دو انتها برابر ۶۰۰کیلونیوتن باشد، حداکثر فاصله سخت‌کننده عرضی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز به‌کدام یک نزدیک است؟ (اسفند ۹۵)



1) 450 میلی متر

2) 630 میلی متر

3) 900 میلی متر

4) 1350 میلی متر

$$(V_u = 600 \times 10^3) < [\varphi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (940 \times 6) \times C_v] \quad \rightarrow \quad 0.82 < C_v$$

بنابراین برای اینکه مقاومت مورد نیاز تامین شود، باید مقدار Cv بیش از 0.82 باشد. فرض اولیه:

$$\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}\right) < \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow \quad C_v = \frac{1.51\, k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \qquad 0.82 = \frac{1.51\, k_v \times 200000}{(150)^2 \times 240} \rightarrow \quad k_v = 14.66$$

کنترل فرض:

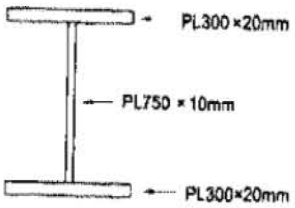
$$1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 151.42 > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right)$$

بنابراین فرض اشتباه بود. تکرار محاسبات:

$$\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}\right) > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow \quad C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \qquad 0.82 = \frac{1.1\sqrt{k_v \times 2 \times 10^5/240}}{(150)} \rightarrow \quad k_v = 15$$

$$15 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \qquad \rightarrow \quad \frac{a}{h} = 0.7 \qquad \rightarrow a = 636\ mm$$ فاصله سخت کننده ها باید طوری باشد که مقدار Kv به 15 برسد:

۲۸. مقطع یک تیر به طول ۱۰ متر با تکیه‌گاه‌های ساده مطابق شکل است. اگر فواصل آزاد سخت‌کننده‌ها در جان تیر ورق برابر یک متر باشد، مقاومت برشی طراحی این تیر ورق بر حسب کیلونیوتن در چشمه ابتدایی و انتهایی، کدام است ؟ (Fy=240Mpa) (شهریور ۹۵)



1020(1

1138(2

645(3

715(4

در چشمه های انتهایی مقاومت برشی بدون استفاده از میدان کششی محاسبه می شود:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1000}{750}\right)^2} = 7.81$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{750}{10} = 75 < 1.1\sqrt{\frac{7.81 \times 200000}{240}} = 88.7$$

$$\rightarrow \varphi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 790 \times 10 \times 1 = 1023\ kN$$

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحهٔ جان قرار دارند نیز باید بر اساس الزامات این بند محاسبه شوند.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad (۱۰-۶-۲-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v = 1$ و $\phi_v = 1$ (۱۰-۶-۲-۲)

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = 1 \qquad (۱۰-۶-۲-۳)$$

ب-۲) برای $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad (۱۰-۶-۲-۴)$$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad (۱۰-۶-۲-۵)$$

در روابط فوق k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کنندهٔ عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$ ، $k_v = 5$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v = 1/2$ است.

۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کنندهٔ عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \frac{a}{h} \le \left\{3, \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \\ k_v = 5 & \frac{a}{h} > \left\{3/4, \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

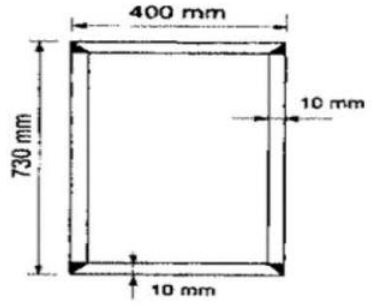
h- برای تیرهای نوردشده مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

- برای مقاطع ساخته‌شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال

- برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

- برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

۲۹. شکل مقابل یک مقطع ساخته شده با جوش قوس الکتریکی را نشان می‌دهد. مقاومت برشی طراحی این مقطع در امتداد محور ضعیف بر حسب کیلو نیوتن کدام است ؟ Fy=240Mpa (شهریور ۹۵)



۱) ۱۵۹۰ ۲) ۱۷۶۵ ۳) ۱۸۴۰ ۴) ۲۰۴۵

$$\left(1.1\sqrt{\frac{5\times 200000}{240}} = 71\right) < \frac{h}{t_w} = \frac{710}{0.93\times 10} = 76.34 < 1.37\sqrt{\frac{5\times 200000}{240}}$$

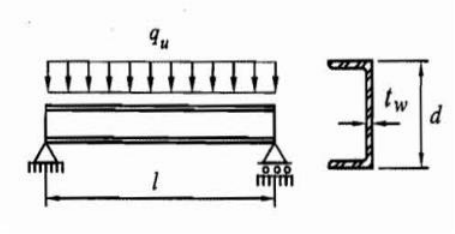
$$C_v = \frac{1.1\sqrt{\frac{5\times 200000}{240}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{71}{76.34} = 0.93$$

$$\rightarrow \varphi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9\times 0.6\times 240\times (2\times 710\times 0.93\times 10)\times 0.93 = 1591.7\ kN$$

zaden.

۳۰. ۴۴) در تیر دو سر ساده زیر با طول Lو عمق مقطع d و ضخامت جان tw و اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر Zx، به ازای چه مقدار طول L، معیارهای حالت‌های حدی تسلیم خمشی و تسلیم برشی به طور هم زمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی پیچشی بوده و عمق مقطع تیر کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر است و ضخامت جان آن بزرگ‌تر از ۵ میلی‌متر است. بال مقطع فشرده است (بهمن ۹۴)

Fy=240Mpa , E=2*10^5Mpa



1) L=6*Zx/dtw

2) L= 20/3*Zx/dtw

3) L= 3*Zx/dtw

4) L = 10/3*Zx/dtw

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (یا سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$V_n = ۰/۶ F_y A_w C_v$ (۱-۶-۲-۱۰)

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده یا $\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴ \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v=۱$ و $\phi_v=۱$ (۲-۶-۲-۱۰)

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le ۱/۱ \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$C_v=۱$ (۳-۶-۲-۱۰)

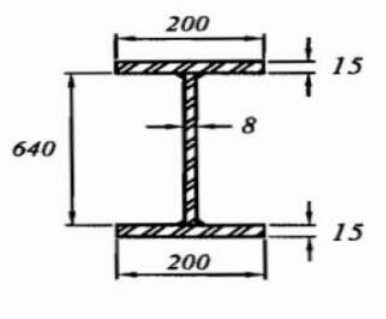
$$\left(\frac{h}{t_w} < \frac{300}{5} = 60\right) < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \quad C_v = 1$$

$$\begin{cases} \left(M_u = \frac{q_u L^2}{8}\right) < (\varphi M_n = 0.9 Z F_y) \\ \left(V_u = \frac{q_u L}{2}\right) < (\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v) \end{cases} \Bigg\} \frac{\left(\frac{q_u L^2}{8}\right)}{\left(\frac{q_u L}{2}\right)} = \frac{(0.9 Z F_y)}{(0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v)}$$

$$\rightarrow \quad \frac{L}{4} = \frac{Z}{0.6 A_w C_v} \qquad \rightarrow \quad L = \frac{4Z}{0.6(d t_w) \times 1} = \frac{20}{3}\frac{Z}{d t_w}$$

۳۱. یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و مقطع ساخته شده شکل زیر دارای سخت‌کننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌کننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌کننده‌های عرضی میانی به فواصل آزاد ۱۶۰۰ میلیمتر است. اتصال جان به بال جوشی است. مقاومت برشی طراحی چشمه انتهای تیر برحسب کیلونیوتن کدام است؟ (بهمن ۹۴)

Fy=240Mpa , E=2*10^5Mpa



1) 664

2) 695

3) 738

4) 772

در چشمه های انتهایی نمی توان از عمل میدان کششی استفاده کرد:

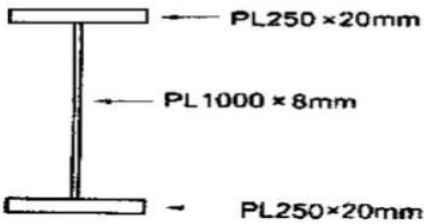
$$\frac{a}{h}=\frac{1600}{640}=2.5 \quad \rightarrow \quad K_V=5+\frac{5}{(2.5)^2}=5.8$$

$$\left(1.1\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}=84\right)<\left(\frac{h}{t_w}<\frac{640}{8}=80\right)<\left(1.37\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}=95.24\right)$$

$$\rightarrow \quad C_v=\frac{1.1\sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}=0.956$$

$$\varphi V_n=0.9\times 0.6F_yA_wC_v=0.9\times 0.6\times 240\times 670\times 8\times 0.956=664042\ N=664\ kN$$

۳۲. در یک تیر ورق با مقطع نشان‌داده‌شده در شکل مقدار CV لازم برای تامین مقاومت برشی موردنیاز برابر ۰/۶ است. حداکثر فاصله مجاز سخت‌کننده‌های عرضی در چشمه های ابتدایی و انتهایی به کدام یک نزدیک است ؟ Fy=240MPa, E=2*10^5MPa(مرداد ۹۴)



1) 1400

2) 2800

3) 700

4) 2100

$$\frac{h}{t_w}=\frac{1000}{8}=125$$

مقدار Cv "لازم" داده شده است. باید بر اساس روابط آیین نامه ای مقدار Cv را محاسبه و برابر 0.6 قرار دهیم.

با توجه به اینکه مقدار h/t بالا می باشد، رابطه ب-۳ حاکم خواهد بود:

$$C_v=\frac{1.51\,k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad \rightarrow \quad 0.6=\frac{1.51\,k_v\times 200000}{(125)^2\times 240} \quad \rightarrow \quad k_v=7.45$$

بنابراین برای اینکه مقدار Cv برابر 0.6 بدست آید، باید مقدار Kv برابر 7.45 باشد.

مقدار Kv بستگی به فواصل سخت کننده ها دارد:

$$K_v=5+\frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \rightarrow \quad 7.45=5+\frac{5}{\left(\frac{a}{1000}\right)^2} \quad \rightarrow \quad a=1428\ mm$$

۳۳. مقاومت برشی اسمی مقطع IPE300 تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک است؟ مقطع تحت اثر پیچش قرار ندارد فولاد از نوع ST37 است . (خرداد ۹۳)

Fy=240MPa , Fu=240Mpa

306 KN(2 231KN (1

768KN (4 462KN (3

با توجه به فشرده بودن مقطع *IPE300*، نسبت *b/t* در بال کم بوده و طبق ب-۱) مقدار *Cv=1* خواهد بود:

$$V_n=0.6F_y(2\times 150\times 10.7)\times 1=462\ kN$$

دقت شود که به جای Aw مساحت دو بال تیر قرار گرفته است.

۴-۱۰ مسائل فصل چهارم

توجه:

- فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

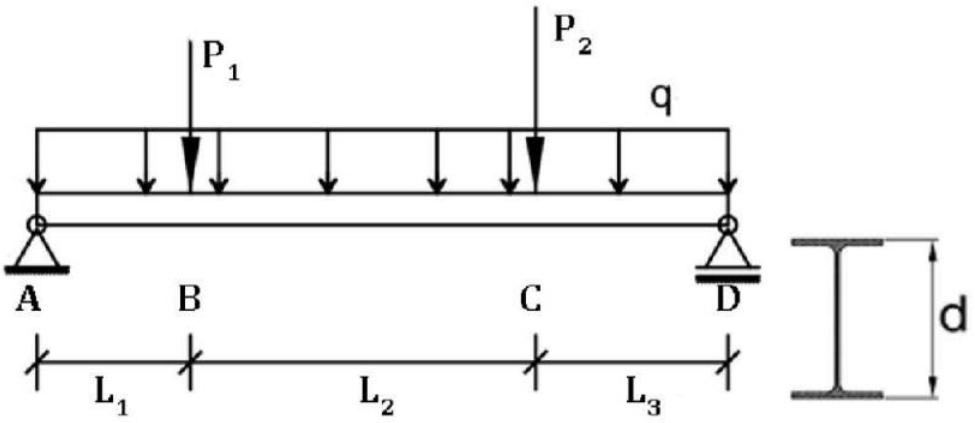
$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۴-۱

تیر با بارگذاری مرده‌گسترده و بارهای متمرکز زنده نشان داده شده در شکل مفروض است. ظرفیت خمشی تیر را با مقطع $IPE(d)$کنترل نمایید. ترکیب بار 1.2D+1.6L در نظر گرفته شود.

$$L_1 = 2m, L_2 = 5m, L_3 = 3m, d = roundup(\kappa)(cm)$$

$$P_{1D} = \frac{\kappa}{10}(ton), P_{1L} = 1ton, P_{2D} = \frac{\kappa}{5}(ton), P_{2L} = 2ton, q_D = 1.5\frac{ton}{m}, q_L = 0$$



تمرین ۴-۲

یک تیر ساده به طول دهانه L و تحت اثر بارگسترده مرده برابر q_D و بار زنده q_L قرار دارد. این تیر را از مقطع تک IPE طراحی نمایید. مهار پیوسته در طول دهانه تیر قرار داده می‌شود. ترکیب بار 1.2D+1.6L در نظر گرفته شود.

$$L = 5m, q_D = \frac{\kappa}{5}\left(\frac{ton}{m}\right), q_L = \frac{\kappa}{15}\left(\frac{ton}{m}\right)$$

تمرین ۴-۳

مقاومت خمشی اسمی تیر ساده با مقطع IPE20 را به طول L در سه وضعیت بارگذاری زیر محاسبه نمایید.

الف ـ تحت بارگسترده ضریب دار

ب ـ تحت بار متمرکز ثقلی ضریب دار در وسط تیر

ج ـ تحت لنگر متمرکز ضریب دار در وسط تیر

$$L = \frac{\kappa}{4}(m)$$

تمرین ۴-۴

مقاومت خمشی اسمی تیر ساده IPE40 را در سه حالت زیر به دست آورید.

الف ـ طول L تحت بارگسترده ضریب دار

ب ـ طول $1.5L$ تحت بار متمرکز ثقلی ضریب دار در وسط تیر

ج ـ طول $2L$ تحت بارگسترده ضریب دار

$$L = \frac{\kappa}{4}(m)$$

تمرین ۴-۵

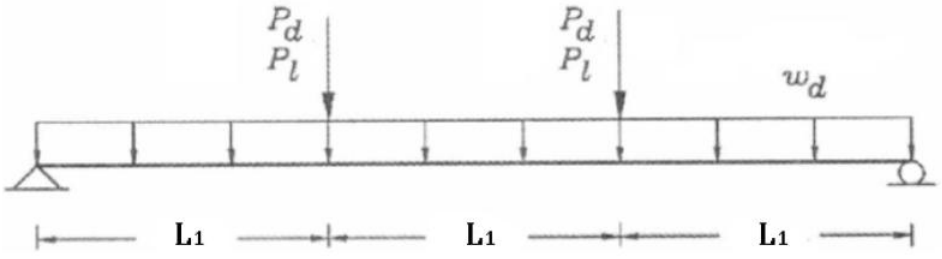
تیر نشان داده شده در شکل را در وضعیتهای مهار جانبی مشخص شده، از مقاطع IPE طراحی نمایید. بار مرده گسترده w_D و بار مرده متمرکز $P_D = 1.2ton$ و بار زنده متمرکز $P_L = 1.8ton$ می‌باشند. ترکیب بار 1.2D+1.6L در نظر گرفته شود.

الف) بدون مهار جانبی

ب) با مهارهای جانبی در محل تکیه‌گاه‌ها و بارهای متمرکز

ج) با مهار جانبی پیوسته

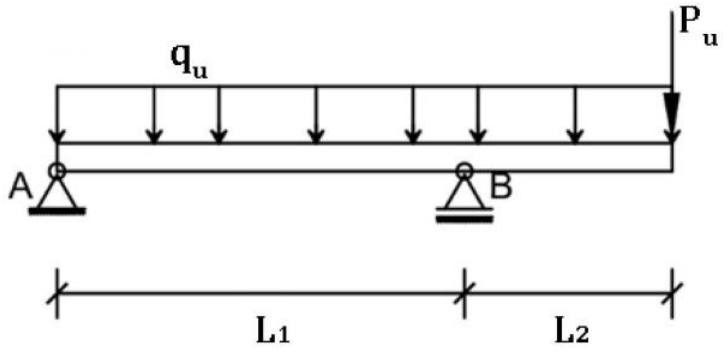
$$L_1 = \frac{\kappa}{10}(m), P_D = \frac{\kappa}{15}(ton), P_L = \frac{\kappa}{20}(ton), \omega_D = 0.2\frac{ton}{m}$$



تمرین ۴-۶

تیر شکل زیر را تحت بارهای ضریب دار نمایش‌داده‌شده، از نیمرخ دوبل $2IPE$ برای خمش طرح نموده و برای برش، کنترل نمایید.

$$L_1 = \frac{\kappa}{6}(m), L_2 = 3m, q_u = 3\frac{ton}{m}, P_u = \frac{\kappa}{4}(ton)$$



تمرین ۴-۷

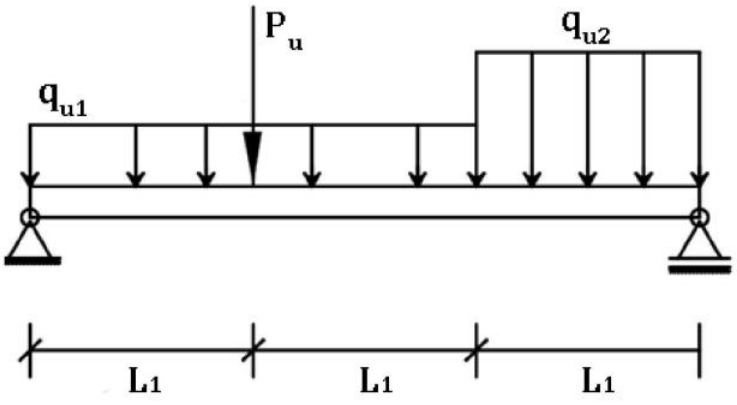
تیر ساده با دهانه L دارای نیمرخ $2IPE20$ می‌باشد. حداکثر شدت بارگسترده یکنواخت ضریب دار وارد بر تیر را با کنترل خمش، برش، ارتعاش و خیز تیر بدست آورید.

$$L = \frac{\kappa}{3}(m)$$

تمرین ۴-۸

سبک‌ترین مقطع IPE را برای تیر با بارهای مرده‌گسترده و بار زنده متمرکز مطابق شکل زیر، طراحی کرده و کنترل‌های لازم را نیز انجام دهید. ترکیب بار 1.2D+1.6L در نظر گرفته شود.

$$L_1 = \frac{\kappa}{8}(m), q_{D1} = 0.5\frac{ton}{m}, q_{L1} = 0, q_{D2} = 0, q_{L2} = \frac{\kappa}{30}\left(\frac{ton}{m}\right), p_D = \frac{\kappa}{10}(ton), P_L = 1.0ton$$



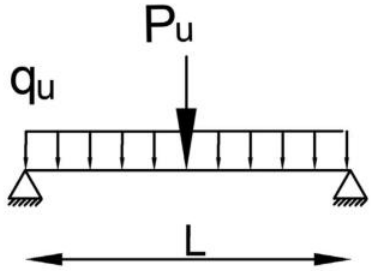
تمرین ۴-۹

تیر را با دو مقطع زیر طرح کنید و کلیه کنترل‌های لازم را انجام دهید. در انتها اختلاف وزن فولاد مصرف شده را در دو حالت مقایسه نمایید. ترکیب بار 1.2D+1.6L در نظر گرفته شود.

الف) نیمرخ IPE

ب) نیمرخ INP

$$L=\frac{\kappa}{4}(m), q_D=0.5\frac{ton}{m}, q_L=1\frac{ton}{m}, p_D=1.0ton, P_L=\frac{\kappa}{8}(ton)$$



تمرین ۴-۱۰

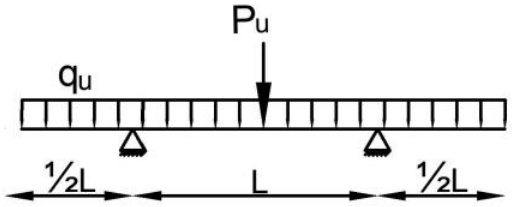
تیر نشان داده شده را تحت بارگسترده مرده و بار متمرکز زنده در سه حالت مهار جانبی با نیمرخ IPE طرح کنید.

الف) تیر درکلیه نقاط مشخص شده یعنی E, D, C, B, A تکیه‌گاه جانبی داشته باشد.

ب) تیر در نقاط D, C, B, A تکیه‌گاه جانبی داشته باشد.

ج) تیر فقط در نقاط B, A تکیه‌گاه جانبی داشته باشد.

$$L=\frac{\kappa}{5}(m), q_u=0.5\frac{ton}{m}, p_u=\frac{\kappa}{5}(ton)$$



طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۵

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۵

مباحث تکمیلی در طراحی تیر

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۵ـ۱	پیشگفتار	۲
۵ـ۲	تیرهای لانه زنبوری	۴۰
۵ـ۳	طرح تیر با استفاده از ورق تقویت	۲
۵ـ۴	طراحی تیرهای سراسری	۹
۵ـ۵	بررسی تیر در محل اعمال بارهای متمرکز	۲۱
۵ـ۶	طراحی تیرها تحت اثر خمش دو محوره از مقاطع I شکل	۳۴
۵ـ۷	تستهای فصل پنجم	۶۲
۵ـ۸	مسائل فصل پنجم	۶۳

۵-۱ پیشگفتار

در این فصل به بررسی مباحث ویژه در طراحی تیرها پرداخته می‌شود. در طراحی یک تیر چنانچه مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر گردید، می‌توان به جای تغییر مقطع تیر نسبت به تقویت آن اقدام نمود. این موضوع در بخش(۵ــ۲) به تفصیل بیان شده است. چنانچه تیر به صورت سراسری (نامعین) قرار گرفته باشد، موضوع بازتوزیع لنگر در آن و مباحث مربوط به طرح تیر سراسری با ورق تقویت در بخش (۵ــ۳) آمده است. در سالهای اخیر با گران شدن قیمت فولاد استفاده از تیرهای لانه زنبوری رایج شده است که ضوابط خاص طراحی این تیرها در بخش (۵ــ۴) مورد بحث قرار می‌گیرد. موضوع بررسی تیر تحت بارهای متمرکز شدید از مواردی است که بر اساس مبانی بخش (۵ــ۵) باید کنترل گردد. چنانچه خمش حول محور x در یک مقطع با خمش حول محور y همزمان اتفاق افتد، طراحی تیر با خمش دو محوره موضوعیت پیدا می‌کند که ضوابط آن در بخش (۵ــ۶) ارائه شده است.

۵-۲ طرح تیر با استفاده از ورق تقویت

در طرح و اجرای تیرها در مواردی نیمرخهای نورد شده را با استفاده از ورقهایی در بال (تقویت خمشی) یا ورقهایی در جان (تقویت برشی) تقویت می‌کنند. چهار دلیل اساسی برای طرح تیر با ورق تقویت عبارت است از:

الف) وجود تغییرات در لنگر خمشی در طول تیر، طراح را ترغیب می‌کند که به منظور صرفه جویی اقتصادی از مقطع ثابت در طول تیر استفاده ننموده و در محلهایی که تغییرات لنگر زیاد است از ورقهای تقویتی در بال، استفاده کند.

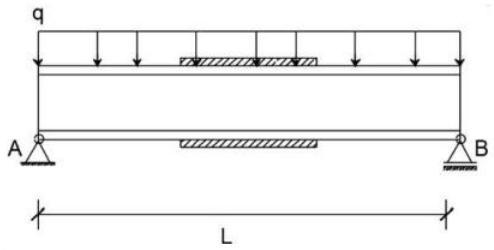
ب) در مواردی که نیمرخهای مورد نظر طراح در بازار موجود نباشد، استفاده از نیمرخهای موجود و تقویت آنها در نواحی با لنگر خمشی زیاد امری اجتناب ناپذیر است.

ج) در مواردی که نیمرخ مورد نظر در طراحی برای برش جوابگو نباشد، از ورقهای تقویتی در جان تیر استفاده می‌شود. با توجه به اینکه عموماً تیرها بدون تقویت جان نیز پاسخگوی برش می‌باشند، عملاً تقویت برشی مورد نظر، مورد پیدا نمی‌کند.

د) با توجه به اینکه افزایش شماره تیر به افزایش ارتفاع آن منجر می‌شود، لذا بعضاً به دلیل محدودیت در ضخامت سقف، بجای افزایش شماره پروفیل به تقویت تیر پرداخته می‌شود.

هرچند که استفاده از ورقهای تقویتی در جان تیرها موجب افزایش لنگر اینرسی و اساس مقطع نیمرخ خواهد شد، امّا تقویت بال نیمرخها با ورق، افزایش بیشتری در لنگر اینرسی و اساس مقطع خواهد داشت. از طرفی تقویت هر یک از بالهای کششی یا فشاری ممکن است به تنهایی عملکرد مطلوبی نداشته باشد، امّا تقویت همزمان هر دو بال باعث می‌شود که در محل قرارگیری تار خنثی تغییر کمتری حاصل شود و در نتیجه اساس مقطع در بال کششی و فشاری به صورت تقریباً یکسان افزایش پیدا کند.

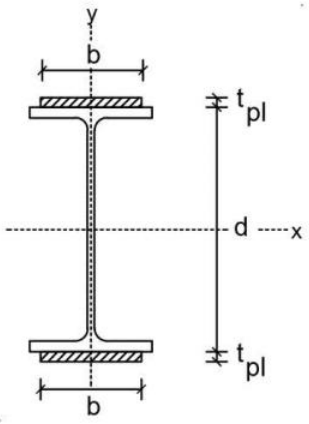
تیر دو سر ساده‌ای که بار گسترده یکنواخت به شدت q را تحمل می‌کند و دارای مقطعی از نیمرخ I و ورق تقویتی است مطابق شکل ۵ــ۱ در نظر بگیرید.



شکل ۵–۱ تیردو سرساده تحت اثر بارگسترده یکنواخت با ورق تقویت در بال بالا و پایین

۵-۲-۱ تعیین مقطع ورق تقویت

پس از تعیین اندازه اولیه برای ورقهای تقویتی، تعیین مقادیر اساس مقطع پلاستیک در هر دو حالت تقویت یک بال یا هر دو بال به آسانی میسر است. این اساس مقطع پلاستیک باید بزرگتر از اساس مقطع مورد نیاز باشد.



شکل ۵–۲ نیمرخ I با ورق تقویت در هر دو بال

$$Z_x = Z_{xi} + A_{pl}(d + t_{pl}) \qquad ۵ــ۱$$

Z_{xi}	اساس مقطع پروفیل تنها	A_{pl}	سطح مقطع ورق تقویت برابر $A_{pl} = b_{pl} \times t_{pl}$
Z_x	اساس مقطع تیر با ورق تقویتی	t_{pl}	ضخامت ورق تقویت
d	ارتفاع پروفیل	b_{pl}	عرض ورق تقویت

در صورت عدم وجود محدودیتهای اجرایی استفاده از ورقهای تقویتی با مساحتهای مساوی در هر دو بال کششی و فشاری برای نیمرخهای دارای دو محور تقارن از نظر اقتصادی مناسبتر است.

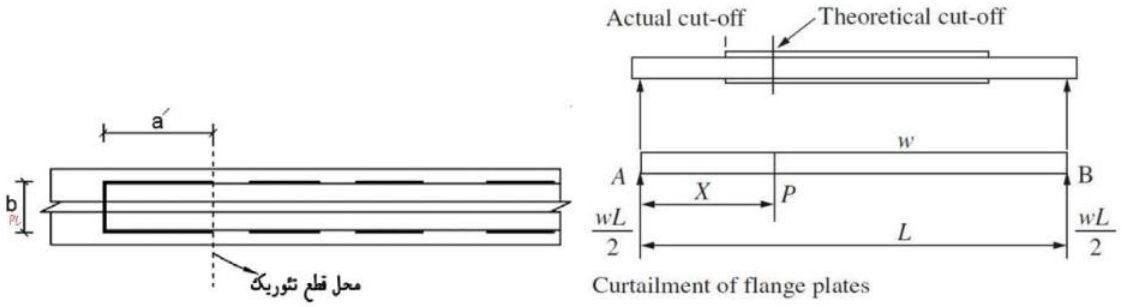
۵-۲-۲ تعیین طول نظری L_{pl} و طول عملی L'_{pl} ورق تقویت

با توجه به دیاگرام لنگر خمشی تیر و با نوشتن معادله لنگر در طول تیر می‌توان محلی که ظرفیت یا مقاومت طراحی لنگر $\phi_b M_{nx}$ برابر مقدار M_u است، تعیین کرد و بدین طریق طول نظری ورق تقویت را مشخص نمود. بدین ترتیب مطابق رابطه زیر، با تقسیم تیر به دو ناحیه با ورق و بدون ورق تقویت، بیشترین لنگر نهایی هر ناحیه محاسبه شده و با ظرفیت اسمی همان ناحیه مقایسه می‌گردد.

$$M_u \le \phi_b M_n \rightarrow \begin{cases} M_{u1} \le \phi_b M_{n1} \\ M_{u2} \le \phi_b M_{n2} \end{cases} \qquad ۵_۲$$

M_{n1}	لنگر مقاوم اسمی برای تیر با مقطع بدون ورق تقویت	M_{u1}	لنگر نهایی برای تیر در ناحیه بدون ورق تقویت
M_{n2}	لنگر مقاوم اسمی برای تیر با مقطع با ورق تقویت	M_{u2}	لنگر نهایی برای تیر در ناحیه با ورق تقویت

آیین‌نامه لازم می‌داند ورقهای تقویتی بعد از محل قطع تئوریک به اندازه طول a' ادامه یابند. اندازه طول a' به گونه‌ای تعیین می‌شود که جوش در این فاصله قادر باشد علاوه بر تأمین اتصال کامل بین ورق و بال، نیرویی معادل نیروی کششی یا فشاری ورق تقویتی را تحمل نماید. شکل زیر ورق تقویتی بال به عرض b_{pl} و ضخامت t_{pl} راکه بعد از محل قطع تئوریک به اندازه a' ادامه یافته است، نشان می‌دهد.



شکل ۵–۳ نمایش ورق تقویتی بال، محل قطع تئوری و طول محاسباتی ورق

آیین‌نامه مقادیر زیر را برای طول a' برحسب بعد و هندسه جوش پیشنهاد می‌کند. با تعیین مقدار a' و اضافه‌کردن آن به دو طرف ورق تقویت، طول عملی ورق $L'_{pl} = L_{pl} + 2a'$ بدست می‌آید.

- در حالتی که جوش ورق تقویتی به بال تیر در دو لبه طرفین ورق به طول a' و نیز در عرض ورق به پهنای b_{pl} و با ضخامت حداقل برابر $\frac{3}{4}$ ضخامت ورق انجام گیرد $a' = b_{pl}$ در نظر گرفته می‌شود.
- در حالتی که جوش ورق تقویتی به بال تیر در دو لبه طرفین ورق به طول a' و نیز در عرض ورق به پهنای b_{pl} و با ضخامت کمتر از $\frac{3}{4}$ ضخامت ورق انجام گیرد $a' = 1.5b_{pl}$ در نظر گرفته می‌شود.
- چنانچه ورق تقویتی به بال تیر تنها در دو لبه طرفین ورق به طول a' جوش شود، در این صورت $a' = 2b_{pl}$ در نظر گرفته می‌شود.

آیین‌نامه ایران مقرر می‌دارد که بال مقاطع تیرهای نورد شده و تیرهای ساخته شده از ورق را می‌توان به کمک ورقهای بال، تقویت نمود. در مواردی که اتصال ورق تقویتی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچشی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع ورقهای تقویتی نباید از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورقهای تقویتی) تجاوز نماید. یکی از دلایل این محدودیت عدم استفاده از نیمرخهای ضعیف با ورقهای تقویتی دارای سطح مقطع زیاد است که در ابعاد نیمرخ ناهماهنگی ایجاد می‌کند. لذا مساحت هریک از ورقهای تقویتی بالایی و پایینی تیر نباید از 2.33 برابر مساحت بال بالا یا پایین تیر بیشتر باشد.

$$A_{pl} = b_{pl}\, t_{pl} \le 0.7(A_{pl} + A_f) \rightarrow A_{pl} \le 2.33A_f \qquad ۵_۳$$

A_f	مساحت بال تیر	A_{pl}	سطح مقطع ورق تقویت برابر $A_{pl} = b_{pl}\, t_{pl}$
b_{pl}	عرض ورق تقویت	t_{pl}	ضخامت ورق تقویت

اگر رابطه فوق جوابگو نباشد باید شماره پروفیل را افزایش داد و ابعاد ورق تقویت را کم کرد.

عرض ورقهای تقویتی جهت عملیات جوشکاری باید حداقل ۳ تا ۴ سانتیمتر از عرض بال تیر اصلی کمتر یا بیشتر باشد. لذا برای انتخاب مقدار اولیه برای عرض ورق، می‌توان از مقادیر $b_{pl} \ge b_f + 3cm$ و یا $b_{pl} \le b_f - 3cm$ استفاده نمود و مقدار t_{pl} را بر اساس سطح مقطع مورد نیاز ورق تقویت، بدست آورد.

به منظور تعیین طول نظری ورق تقویت برای تیر ساده تحت اثر بارگسترده، رابطه تقریبی $L_t = L\sqrt{\frac{Z_{req}-Z_\circ}{Z_{req}}}$ ارائه شده است که در آن L_t طول نظری ورق تقویت و L طول کل دهانه است.

۵-۲-۳ کنترل ورق تقویت

از آنجا که مقطع تیر به صورت فشرده فرض شده است، لازم است شرط فشردگی ورق تقویت (مطابق جدول ضوابط فشردگی مقطع) برقرار باشد. لذا کنترل کمانش موضعی به کمک رابطه زیر برای ورق تقویت الزامی است.

$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} \le \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad ۵_۴$$

λ_{pl}	لاغری مقطع ورق تقویت	$\lambda_{p,pl}$	حد لاغری فشردگی ورق تقویت

توجه: گاهی برای کنترل خیز یک تیر می‌توان به جای افزایش شماره تیر، آن را تقویت نمود در این حالت لنگر اینرسی تیر با تقویت، افزایش یافته و باعث کاهش خیز تیر می‌شود.

۵-۲-۴ مراحل گام به گام طراحی تیر با ورق تقویت

مراحل گام به گام طرح تیر به کمک ورق تقویت به شرح زیر است:

گام ۱: ابتدا لنگر خمشی حداکثر تیر با استفاده از دیاگرام لنگر تعیین می‌شود.

گام ۲: با تعیین مقاومت خمشی طراحی، اساس مقطع پلاستیک مورد نیاز بدست می‌آید.

گام ۳: در صورتیکه اساس مقطع پلاستیک پروفیل به تنهایی جوابگو نباشد از ورق تقویت در مقطع استفاده نموده و به کمک رابطه (۵ـ۱) عرض و ضخامت ورق تقویت، تعیین می‌شود.

گام ۴: با استفاده از دیاگرام لنگر و لنگر قابل تحمل پروفیل، طول نظری ورق بدست می‌آید.

گام ۵: با محاسبه a' و برای هر دو سر ورق $(2a')$ و افزودن آن به طول نظری، طول عملی تقویت بدست می‌آید.

گام ۶: کنترلهای لازم از نظر مساحت مجاز ورق تقویت وکمانش موضعی انجام می‌شود.

مثال ۵-۱

یک تیر ساده به طول دهانه ۴ متر و تحت اثر بار مرده $2\frac{ton}{m}$ با در نظر گرفتن وزن تقریبی و بار زنده $3\frac{ton}{m}$ قرار دارد. این تیر را از نیمرخ IPE27 با ورق تقویتی در محل حداکثر لنگر، طراحی نمایید. مهار جانبی پیوسته در طول دهانه تیر قرار داده می شود. a' را برابر b فرض نمایید.

حل:

گام ۱- محاسبه بار نهایی و لنگر خمشی نهایی

$$q_D = 2\frac{ton}{m} = 2\frac{ton}{m} \times 0.01\frac{m}{cm} = 0.02\frac{ton}{cm}$$
$$M_D = \frac{q_D L^2}{8} = \frac{0.02\times 400^2}{8} = 400\ ton.cm$$
$$q_L = 3\frac{ton}{m} = 3\frac{ton}{m} \times 0.01\frac{m}{cm} = 0.03\frac{ton}{cm}$$
$$M_L = \frac{q_L L^2}{8} = \frac{0.03\times 400^2}{8} = 600\ ton.cm$$
$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 400 + 1.6 \times 600 = 1440\ ton.cm$$

گام ۲- کنترل ظرفیت خمشی

با استفاده از مهار جانبی پیوسته، لنگر خمشی پلاستیک کنترل کننده می‌باشد.

$$M_u \le \phi_b M_n = \phi_b Z_x f_y$$
$$Z_x \ge \frac{M_u}{\phi_b f_y} = \frac{1440}{0.9\times 2.4} = 666.7 cm^2$$

اساس مقطع پلاستیک بدست آمده با مقطع IPE27 (بدون ورق تقویت) مقایسه می‌شود.

$$IPE27 \rightarrow Z_{xi} = 460.5\ cm^3$$

ملاحظه می‌شودکه مقطع IPE27 جوابگوی نیاز خمشی تیر نیست و لذا به ورق تقویتی نیاز خواهد بود.

گام ۳- تعیین ابعاد مقطع ورق ـ روش اول

عرض و ضخامت ورق با سعی و خطا تعیین می‌شود. ابتدا عرض ورق با توجه به توصیه‌های اجرایی انتخاب می‌شود.

$$b_{pl} \le b_f - 3cm = 14 - 3 = 11 \rightarrow try\ b_{pl} = 10cm$$

ضخامت ورق با توجه به اساس مقطع پلاستیک مورد نیاز تعیین می گردد.

$$Z_x = Z_{xi} + A_{pl}(d + t_{pl})$$
$$Z_x = 460.5 + b_{pl}t_{pl}\left(d + t_{pl}\right) \geq 666.7$$
$$IPE27 \rightarrow d = 27cm, b_f = 14cm, t_f = 1.02cm$$
$$10t_{pl}\left(27 + t_{pl}\right) \geq 666.7 - 460.5 = 206.2 \xrightarrow{solve} t_{pl} \geq 0.74cm$$

با توجه به محدودیت سطح مقطع ورق:

$$A_{pl} \leq 2.33A_f$$
$$A_{pl} = b_{pl}t_{pl} = 10\ \mathrm{t_{pl}} \leq 2.33A_f = 2.33\ b_f t_f = 2.33 \times 14 \times 1.02 \rightarrow t_{pl} \leq 3.3cm$$

و با توجه به محدودیت فشردگی ورق:

$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} \leq \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} = \frac{10}{t_{pl}} \leq \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 32.6 \rightarrow t_{pl} \geq 0.3\ cm$$

با توجه به سه نامعادله فوق، ضخامت ۸ میلیمتر برای ورق انتخاب می گردد.

$$use\ PL\ 10 \times 0.8cm$$

گام ۴- تعیین ابعاد مقطع ورق ـ روش دوم

عرض و ضخامت ورق با سعی و خطا تعیین می‌شود. ابتدا ضخامت ورق با توجه به ابعاد ورقهای موجود، با ضخامت نزدیک به ضخامت بال پروفیل انتخاب می‌شود.

$$IPE27 \rightarrow d = 27cm, b_f = 14cm, t_f = 1.02cm$$
$$t_{pl} \rightarrow \{8mm, 10mm, 12mm\} \rightarrow try\ t_{pl} = 0.8cm$$

عرض ورق با توجه به اساس مقطع پلاستیک مورد نیاز تعیین می گردد.

$$Z_x = 460.5 + b_{pl}t_{pl}\left(d + t_{pl}\right) \geq 666.7$$

$$0.8b_{pl}(27 + 0.8) \geq 666.7 - 460.5 = 206.2 \xrightarrow{solve} b_{pl} \geq 9.27cm$$

با توجه به محدودیت جوشکاری:

$$b_{pl} \leq b_f - 3cm = 14 - 3 = 11cm$$

با توجه به محدودیت سطح مقطع ورق:

$$A_{pl} \leq 2.33A_f$$
$$A_{pl} = b_{pl}t_{pl} = 0.8\ b_{\mathrm{pl}} \leq 2.33A_f = 2.33\ b_f t_f = 2.33 \times 14 \times 1.02 \rightarrow b_{pl} \leq 41.6cm$$

و با توجه به محدودیت فشردگی ورق:

$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} \leq \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{pl}=\frac{b_{pl}}{t_{pl}}=\frac{b_{pl}}{0.8}\le\lambda_{p,pl}=1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}}=1.12\sqrt{\frac{2040}{2.4}}=32.6\rightarrow b_{pl}\le 26.1\ cm$$

با توجه به سه نامعادله فوق، عرض ۱۰ سانتیمتر برای ورق انتخاب می‌گردد.

$$\rightarrow try\ b_{pl}=10cm$$
$$use\ PL\ 10\times 0.8cm$$

گام ۵- تعیین طول ورق

IPE27 جوابگوی لنگر وسط دهانه نمی‌باشد، در نتیجه لنگر قابل تحمل پروفیل محاسبه و سپس محلی در طول دهانه که IPE27 جوابگو است، تعیین می گردد.

$$M_u\le\phi_b Z_x f_y$$
$$M_u=R_A x-\frac{\omega_u x^2}{2}\le\phi_b Z_{xi} f_y=0.9\times 460.5\times 2.4=995\ ton.cm$$
$$\frac{0.072\times 400}{2}x-\frac{0.072x^2}{2}=995\rightarrow x^2-400x+27639=0$$
$$\rightarrow x=200\pm\sqrt{200^2-1\times 27639}\rightarrow\begin{cases}x=89\ cm\\x=311\ cm\end{cases}$$

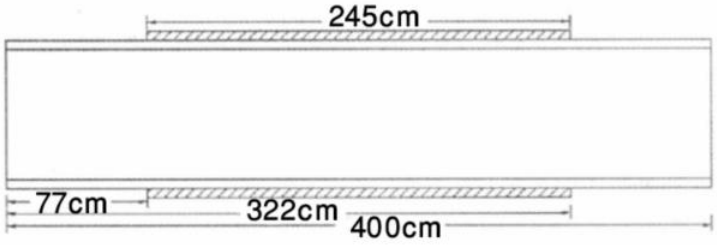
نقاط بدست آمده، نقاطی هستند که لنگر نهایی و ظرفیت خمشی مقطع برابر شده‌اند. لذا برای طول ۸۹ سانتیمتر ابتدا و انتهای تیر، مقطع بدون ورق جوابگو خواهد بود.

$$L_{pl}=311-89=222cm$$
$$OR:\ L_{pl}=2\left(\frac{400}{2}-89\right)=222cm$$

طول عملی ورق تقویت L'_{pl} برابر است با طول نظری ورق تقویت بعلاوه $2a'$

$$a'=b_{pl}=10cm$$
$$L'_{pl}\ge L_{pl}+2a'$$
$$L'_{pl}\ge 222+20=242cm\rightarrow say\ L'_{pl}=245cm$$
$$use\ PL\ 245\times 10\times 0.8cm$$

مقطع طولی تیر به صورت شماتیک در شکل زیر نمایش داده شده است.



$10\times 0.8cm$ به طول $2.4m$ در بالا و پایین مقطع جوش می‌شود که معادل $\frac{245}{400}=61\%$ درصد از طول ورق است. البته ورق در این ابعاد برای کل طول تیر مورد نیاز نمی‌باشد و می‌توان عرض ورق را در فواصل معین کاهش داد یا ورق را با عرض متغیر در نظر گرفت.

گام ۶- کنترل برش

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{219}{6.6} = 33.2 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \times \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 65.31 \rightarrow C_v = 1, \phi_v = 1$$

$$V_u \le \phi_v V_n$$

$$V_u = 1.2 \times \frac{q_D L}{2} + 1.6 \times \frac{q_L L}{2}$$

$$V_u = 1.2 \times \frac{2\times4}{2} + 1.6 \times \frac{3\times4}{2} = 14.4ton$$

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 \times 2.4 \times (27 \times 0.66) \times 1 = 25.7ton$$

$$V_u = 14.4\ ton \le \phi_v V_n = 25.7ton \rightarrow OK$$

مقطع جوابگو می‌باشد.

گام ۷- کنترل فشردگی مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.5}{2(1.02)} = 6.6 \le \lambda_{fp} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{21.9}{0.66} = 32.2 \le \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$$

مقطع شرایط فشرده بودن را دارد.

توجه: میان مهندسین محاسب رسم است در تیرهای دو سر مفصل با بارگسترده طول ورق تقویت را $\frac{2}{3}$ طول دهانه تیر در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این ضابطه طول ورق تقویت در مثال بالا $L = \frac{2}{3} \times 4 = 2.66m$ خواهد شد.

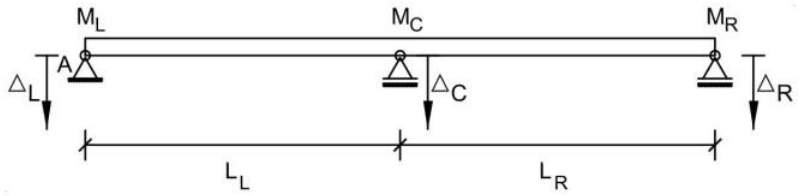
۵-۳ طراحی تیرهای سراسری

لنگر حداکثر در یک تیر ساده با بارگسترده مقدار $\frac{qL^2}{8}$ می‌باشد. این لنگر حداکثر در یک تیر سراسری با توجه به تعداد دهانه و طول دهانه و میزان بار وارده تعیین می‌گردد. لنگر حداکثر در تیرهای سراسری کمتر از لنگر در تیر دو سر مفصل معادل خود می‌باشد، لذا استفاده از تیرهای سراسری می‌تواند باعث کاهش لنگر طراحی و کاهش خیز تیر گردد. در تیرهای سراسری، تیر می‌تواند از کنار ستونها عبور نماید که در اصطلاح کارگاهی به تیرهای مذکور، تیرهای خورجینی اطلاق می‌شود.

۵-۳-۱ تحلیل تیر سراسری به‌کمک قضیه سه لنگر

تیرهای سراسری، تیرهای نامعینی هستند که معمولا بر روی سه تکیه‌گاه یا بیشتر قرار می‌گیرند و لنگر خمشی در تیر در محل تکیه‌گاهها نیز وجود خواهد داشت . از قضیه سه لنگر می‌توان برای تحلیل تیرهای سراسری نامعین استفاده کرد. این قضیه رابطه‌ای بین لنگرها و خیزهای سه نقطه از یک عضو خمشی برقرار می‌کند. در این روش مجهول نامعینی همان لنگرهای خمشی مجهول در محل

تکیه‌گاهها هستند. رابطه سه لنگر را باید به شمار درجات نامعینی تیر سراسری به‌کار گرفت. به این ترتیب معادله‌های اضافی در دسترس قرار می‌گیرند که با حل همزمان آنها لنگرهای خمشی مجهول پیدا خواهد شد. در ادامه تحلیل، دیگر نیروهای مجهول سازه با استفاده از روابط ایستایی محاسبه می‌گردند. در شکل زیر یک تیر سراسری دو دهانه نشان داده شده است. برای تعیین لنگر M_C در تکیه‌گاه میانی، قضیه سه لنگر به صورت زیر نوشته می‌شود:

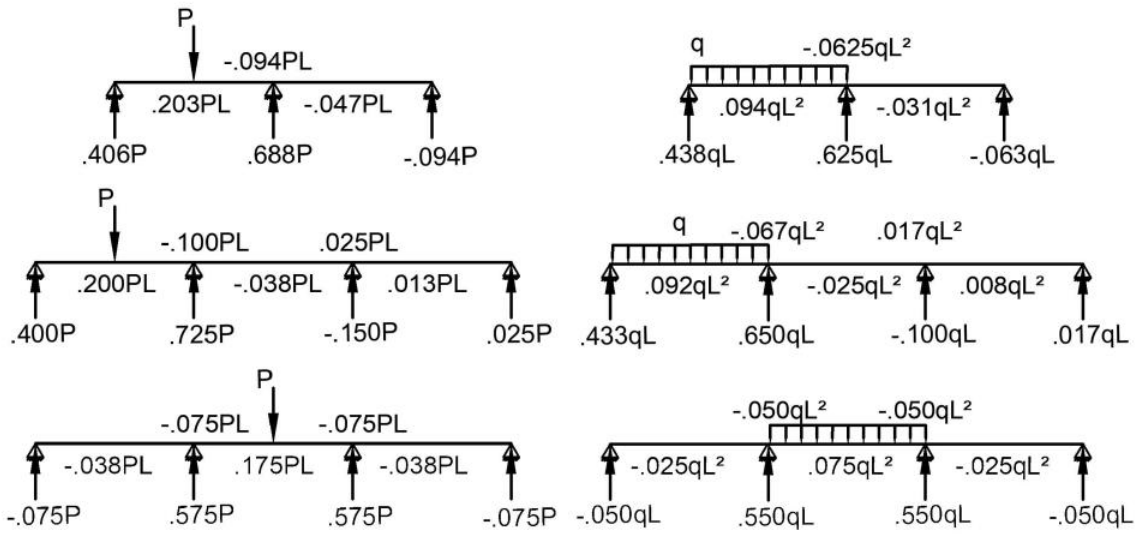


شکل ۵–۴ تیر سراسری دو دهانه

$$M_L\frac{L_L}{I_L}+2M_C\left[\frac{L_L}{I_L}+\frac{L_R}{I_R}\right]+M_R\frac{L_R}{I_R}$$
$$=-6\frac{S_L\bar{x_L}}{I_L L_L}-6\frac{S_R\bar{x_R}}{I_R L_R}+6E\left[-\frac{\Delta_L}{L_L}+\frac{\Delta_C}{L_L}+\frac{\Delta_C}{L_R}-\frac{\Delta_R}{L_R}\right] \qquad ۵_۵$$

M_R, M_L	لنگر در تکیه‌گاه‌های چپ و راست	S_R	مساحت نمودار لنگر خمشی در سمت راست تکیه‌گاه C
M_C	لنگر در تکیه‌گاه میانی	S_L	مساحت نمودا رلنگر خمشی در سمت چپ تکیه‌گاه C
Δ_L	نشست تکیه‌گاه چپ	$\bar{x}_R$	فاصله بین مرکز سطح نمودار لنگردر سمت راست تا تکیه‌گاه کناری
Δ_R	نشست تکیه‌گاه راست	$\bar{x}_L$	فاصله بین مرکز سطح نمودار لنگر در سمت چپ تا تکیه‌گاه کناری
Δ_C	نشست تکیه‌گاه میانی		

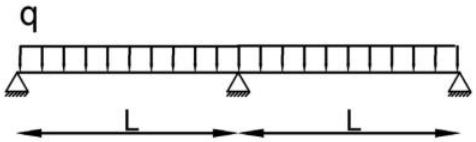
جهت دستیابی به اطلاعات بیشتر در مورد قضیه سه لنگر و نحوه بکارگیری آن در شرایط مختلف به کتب تحلیل سازه مراجعه نمایید. به عنوان مثال نمودار لنگر در تعدادی از تیرهای سراسری در دهانه‌های با عرض یکسان L و بارگسترده یکنواخت q یا بار متمرکز P در شکل زیر ارائه شده است. توجه شود که در جداول زیر لنگرهای دهانه مربوط به وسط دهانه است. در تیرهای سرتاسری لنگر ماکزیمم مثبت دهانه، در وسط دهانه قرار نمی‌گیرد و مقدار آن نیز کمی بیشتر از لنگر وسط دهانه است. با این وجود اعداد مربوط به وسط دهانه ارائه شده تا لنگر تحت شرایط مختلف بارگذاری متمرکز و گسترده، قابل محاسبه بوده و قانون جمع آثار (سوپر پوزیشن) برای تیر صادق باشد.



شکل ۵–۵ عکس‌العملهای تکیه‌گاهی و لنگرهای میانی در تیرهای سراسری

مثال ۵-۲

شکل زیر مربوط به تیر سراسری با دو دهانه ۵ متری است که تحت اثر بارگسترده $q = 2\frac{ton}{m}$ قرار گرفته است. مطلوب است محاسبه عکس‌العمل قائم تکیه‌گاهها و لنگر موجود در بالای تکیه‌گاه میانی، با استفاده از جداول محاسباتی.



حل:

با مقایسه وضعیت تیر با حالتهای نشان داده شده در جدول، نتیجه تحلیل تیر از مجموع نتایج تحلیل تیر در دو حالت زیر قابل دستیابی است:



گام ۱- محاسبه عکس‌العمل تکیه‌گاههای کناری

$$R_{Left} = R_{Right} = .438qL + (-.063qL) = .375 \times 2\frac{ton}{m} \times 5m = 3.75\ ton$$

گام ۲- **محاسبه عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی**

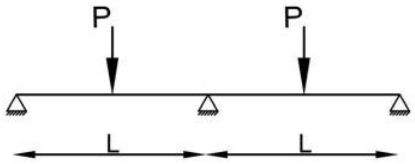
$$R_{mid} = .625qL + .625qL = 1.25 \times 2\frac{ton}{m} \times 5m = 12.5\ ton$$

گام ۳- **محاسبه لنگر بالای تکیه‌گاه میانی**

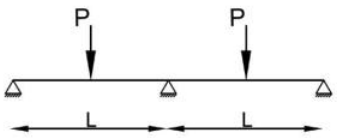
$$M_{mid} = -.0625qL^2 + (-.0625qL^2) = -.125 \times 2\frac{ton}{m} \times (5m)^2 = -6.25\ ton.m$$

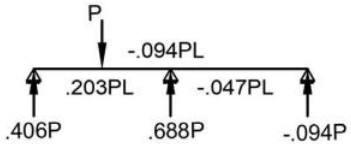
مثال ۵-۳

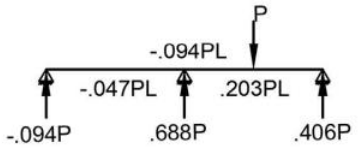
شکل زیر مربوط به تیر سراسری با دو دهانه ۵ متری تحت اثر بار متمرکز $q = 10ton$ است. مطلوب است محاسبه عکس‌العمل قائم تکیه‌گاهها و لنگر موجود در بالای تکیه‌گاه میانی، با استفاده از جداول محاسباتی.



حل:







گام ۱- **محاسبه عکس‌العمل تکیه‌گاههای کناری**

$$R_{Left} = R_{Right} = .406P + (-.094P) = .312 \times 10ton = 3.1\ ton$$

گام ۲- **محاسبه عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی**

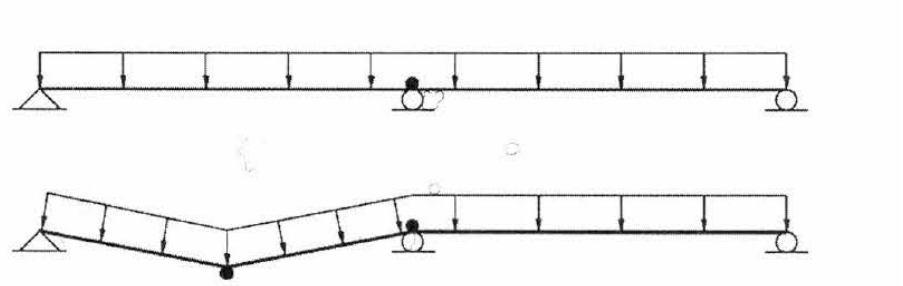
$$R_{mid} = .688P + .688P = 1.376 \times 10ton = 13.8\ ton$$

گام ۳- **محاسبه لنگر بالای تکیه‌گاه میانی**

$$M_{mid} = -.094PL + (-.094PL) = -.188 \times 10ton \times 5m = -9.4\ ton.m$$

۵-۳-۲ بازتوزیع لنگر[۱]

نکته قابل توجه در بررسی تیرهای سراسری، اثرات رفتار خمیری (پلاستیک) سازه یا باز توزیع لنگر در تحلیل و طراحی آن است. سازه ها در حالت شکست نهایی و در صورت برقرار بودن شرایط لازم دارای رفتار خمیری می باشند. این رفتار سبب باز توزیع لنگرها و انتقال نیروها از نقطه شکست به نقاط دیگر سازه قبل از شکست نهایی عضو می شود. رفتار خمیری در صورتی امکان پذیر است که سازه قابلیت شکل‌پذیری داشته باشد. شکل‌پذیری سازه های فولادی نیز به فشرده بودن مقطع و مهار جانبی کافی طبق مطالب فصل چهارم دارد. بنابراین اگر شرایط لازم از نظر رفتار خمیری سازه برقرار باشد، با رسیدن یک نقطه از سازه به حداکثر ظرفیت، الزاماً شکست در سازه اتفاق نمی افتد و باربری سازه در اثر باز توزیع لنگرها با انتقال نیروها به نقاط دیگر سازه ادامه خواهد داشت تا مکانیزم شکست در سازه ایجاد شود. به عبارت دیگر، شکست نهایی سازه فقط پس از تشکیل مکانیزم شکست در سازه اتفاق می افتد. برای درک بهتر از رفتار خمیری سازه یا باز توزیع لنگر، اگر به تیر سراسری نشان داده شده در شکل زیر توجه شود، با افزایش بار وارده، به تدریج یک نقطه از تیر به ظرفیت نهایی خود می رسد. از نظر تئوری ارتجاعی در وضعیتی که اولین نقطه از تیر که به ظرفیت نهایی خود برسد، تیر به حداکثر ظرفیت خود رسیده است و بار وارده نیز حداکثر بار نهایی تیر محسوب می شود. اما از نظر تئوری شکست یا رفتار خمیری سازه، این حالت ظرفیت نهایی یا شکست تیر محسوب نمی شود و باربری تیر ادامه خواهد داشت تا مکانیزم شکست در تیر ایجاد شود.



شکل ۵-۶ نمایش تیر سراسری و ایجاد اولین مفصل پلاستیک در تیر

نقاط به حداکثر ظرفیت رسیده با قابلیت شکل‌پذیری را اصطلاحا مفصل پلاستیک می نامند. بنابراین تشکیل اولین مفصل پلاستیک الزاماً شکست سازه محسوب نمی شود و می تواند فقط تغییر وضعیت سازه از حالت نامعین به معین باشد. باربری و تغییرشکل سازه از تشکیل اولین مفصل پلاستیک ادامه خواهد داشت تا مکانیزم شکست در سازه ایجاد شود. بنابراین ظرفیت باربری سازه از تئوری خمیری حداقل برابر یا بیشتر از تئوری ارتجاعی می باشد. به عبارت دیگر، لنگرهای بدست آمده از تئوری ارتجاعی را می توان بر اساس رفتار خمیری سازه، باز توزیع و بهینه نمود. باید توجه داشت که عمل باز توزیع لنگر بسته به اینکه اولین مفصل پلاستیک در کدام محل تشکیل می شود، می تواند سبب افزایش یک لنگر و کاهش لنگر دیگر شود. ذکر این نکته نیز ضروری است که در صورت استفاده از تحلیل پلاستیک، نیازی به باز توزیع لنگرها نبود زیرا رفتار خمیری سازه در تحلیل آن در نظر گرفته شده بود. اما با توجه به تحلیل

---

[۱] Moment Redistribution

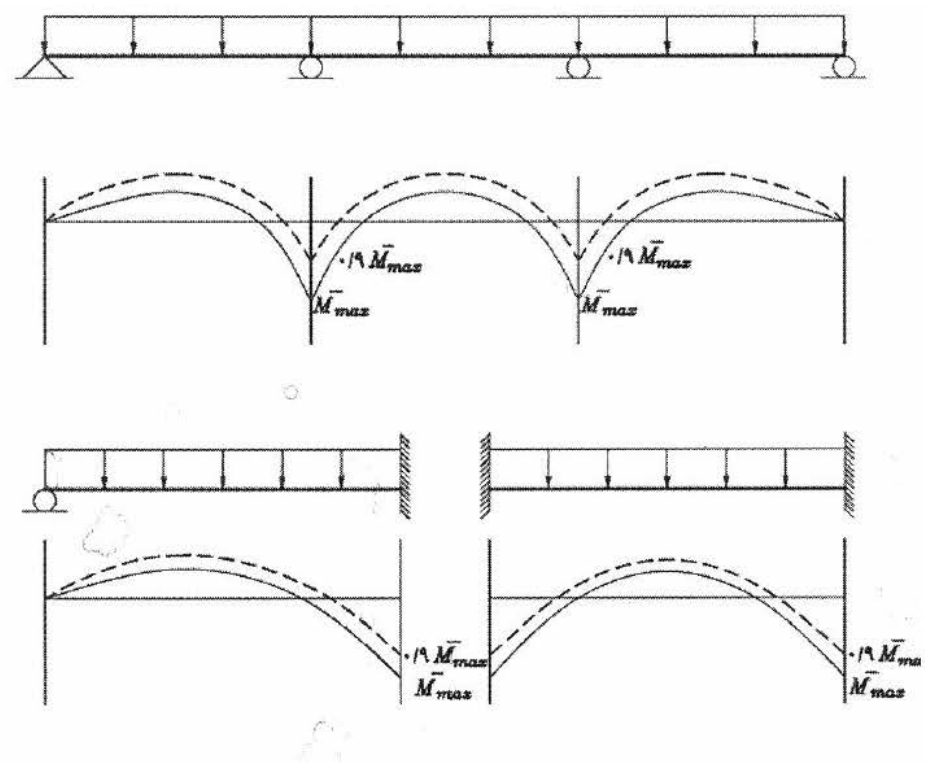
ارتجاعی، اثرات رفتار خمیری سازه باید به شکل دیگری اعمال شود که به آن باز توزیع لنگر می‌گویند. باید به این نکته نیز توجه داشت که رفتار خمیری سازه یا باز توزیع لنگر در جهت کاهش لنگرهای طراحی می باشد و استفاده از آن الزامی نمی باشد. اما باز توزیع لنگر روشی مناسب برای بهینه نمودن طرح و کاهش مصالح مصرفی می باشد.

برای تشریح ضوابط آیین‌نامه در مورد باز توزیع لنگر، تیر سراسری در دهانه AB فرض می‌شود. چنانچه لنگر منفی حداکثر M_A^- در محل تکیه‌گاه A به وجود آید، می‌توان تیر را برای تحمل ۰/۹ لنگر منفی تکیه‌گاه محاسبه نمود که به آن لنگر منفی باز توزیع شده $M_A^{-(R)}$ گفته می‌شود. باز توزیع لنگر در تکیه‌گاه B نیز به صورت مشابه انجام می‌شود. در این صورت لازم است لنگر مثبت M_{AB}^+ در میان دهانه AB به مقدار ۰/۱ میانگین لنگرهای منفی در دو سر تیر افزایش یابد که به آن لنگر مثبت باز توزیع شده $M_{AB}^{+(R)}$ گفته می‌شود. بدین ترتیب لنگر منفی باز توزیع شده $M_A^{-(R)}$ برای تکیه‌گاه A و $M_B^{-(R)}$ برای تکیه‌گاه B و لنگر مثبت باز توزیع شده $M_{AB}^{+(R)}$ در میان دهانه AB مطابق روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$M_A^{-(R)} = 0.9M_A^-$$
$$M_B^{-(R)} = 0.9M_B^- \qquad \text{۵ـ۶}$$
$$M_{AB}^{+(R)} = M_{AB}^+ + 0.1\left|\frac{M_A^- + M_B^-}{2}\right|$$

$M_A^{-(R)}$	لنگر منفی باز توزیع شده در تکیه‌گاه A	$M_B^{-(R)}$	لنگر منفی باز توزیع شده در تکیه‌گاه B
M_A^-	لنگر منفی در تکیه‌گاه A	M_B^-	لنگر منفی در تکیه‌گاه B
$M_{AB}^{+(R)}$	لنگر مثبت باز توزیع شده در میان دهانه AB	M_{AB}^+	لنگر مثبت در میان دهانه AB

لازم به ذکر است محل وقوع بیشینه لنگر مثبت، در وسط دهانه قرار نداشته و لازم است مقدار لنگر مثبت با استفاده از روابط تحلیلی محاسبه شود. باز توزیع لنگر برای اعضایی که شرایط مقطع فشرده با نگهداری جانبی را دارند، در تکیه‌گاه مانند تیر سراسری ادامه می‌یابند و یا با اتصال صلب به ستون متصل هستند و به صورت عضوی از قاب صلب کار می‌کنند قابل انجام است. مقادیر محاسبه شده لنگر تحت اثر بار ثقلی بوده که از تحلیل ارتجاعی بدست آمده است. کاهش لنگر منفی در مورد تیرهای طره و یا در مواردی که تحلیل پلاستیک استفاده می شود، مجاز نمی باشد. باز توزیع لنگر در چند حالت در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۵–۷ باز توزیع لنگر در تیر سراسری و تغییر دیاگرام لنگر

۵-۳-۳ موقعیت مهارهای جانبی

نکته مهم دیگر در طراحی تیرهای سراسری، موقعیت مهارهای جانبی می باشد. با توجه به ضرورت مهار بال فشاری و همچنین تغییر موقعیت بال فشاری در تیرهای سراسری، معمولاً از مهارهای پیچشی استفاده می شود. مهارهای پیچشی معمولاً در وسط جان مقطع قرار داده می شوند که از نظر مهار جانبی هر دو بال مقطع موثر باشند.

۵-۳-۴ مراحل گام به‌گام طراحی تیرهای سراسری

مراحل گام به‌گام طرح تیر سراسری به شرح زیر است:

گام ۱: ابتدا دیاگرام لنگر واقعی تیر رسم شود.

گام ۲: با فرض فشردگی مقطع، لنگرهای باز توزیع شده محاسبه می‌شود.

گام ۳: تیر سراسری برای لنگر حداکثر (لنگر منفی) طرح می‌گردد.

گام ۴: شرایط فشردگی مقطع بررسی می شود، اگر شرایط برقرار نبود گام ۴ انجام می گردد.

گام ۵: در صورتی که شرایط فشردگی برقرار نباشد از دیاگرام لنگر باز توزیع شده نمی‌توان استفاده کرد، در این حالت از دیاگرام لنگر واقعی استفاده کرده و مراحل از گام ۲ مجددا تکرار می‌شود.

۵-۳-۵ تیرهای سراسری با تقویت در ناحیه لنگر منفی

چنانچه در قسمتهای قبل بیان گردید در تیرهای سراسری معمولاً لنگر تکیه‌گاه مقدار بیشتری از لنگر دهانه می‌باشد. با توجه به اینکه لنگر منفی مذکور خیلی سریع صفر می‌شود (شیب تغییرات لنگر منفی به علت برش زیاد در تکیه‌گاه قابل توجه است) لذا ایده استفاده از ورق تقویتی در ناحیه لنگر منفی، جهت اقتصادی شدن تیر مناسب است. معمول است که تیرهای سراسری را برای لنگر دهانه طرح و برای لنگر تکیه‌گاه تقویت می‌نمایند. در طراحی تیرهای سراسری با ورق تقویت دو حالت در نظر گرفته می‌شود. چنانچه تیر سراسری با مقطع فشرده و مهار جانبی کافی باشد، در این حالت مقاومت خمشی طراحی تیر $M_u = \phi_b M_p$ بوده و طراحی آن با لنگر باز توزیع شده تیر در ناحیه لنگر مثبت انجام می‌شود و با لنگر منفی باز توزیع شده تیر، تقویت آن طراحی می‌گردد.

چنانچه تیر سراسری با فواصل مهار جانبی ناکافی باشد، در این حالت مقاومت خمشی طراحی تیر از ضوابط فصل خمش، تعیین و طراحی آن با لنگر تیر در ناحیه مثبت انجام شده و با لنگر منفی تیر، تقویت آن طراحی می‌گردد.

۶-۳-۵ مراحل گام به‌گام طراحی تیرهای سراسری با ورق تقویت

با توجه به اینکه تیر سراسری سازه نامعین است و با توجه به نوع دیاگرام لنگر تیر سراسری که در آن لنگر حداکثر (M^-) با شیب زیادی کاهش می‌یابد، استفاده از ورق تقویت در این تیرها امری معمول محسوب می‌گردد. در این ارتباط، تیر برای لنگر حداکثر مثبت (M^+) دهانه طراحی شده و برای حداکثر لنگر منفی (M^-) تکیه‌گاه با ورق، تقویت می‌شود. بنابراین طرح تیر، اقتصادی‌تر خواهد بود و به طول کمی از ورق تقویت نیاز می باشد. اصول مربوط به طرح ورق تقویت (ابعاد ورق تقویت و طول آن) تابع همان ضوابط قبلی است که در بخش (۵ـ۲) تشریح گردیده است.

مراحل گام به‌گام طرح تیر سراسری به کمک ورق تقویت به شرح زیر است:

گام ۱: ابتدا دیاگرام لنگر واقعی تیر رسم شود.

گام ۲: با فرض فشردگی مقطع، لنگرهای باز توزیع شده محاسبه می‌شود.

گام ۳: تیر سراسری برای لنگر مثبت طراحی می‌گردد.

گام ۴: عرض و ضخامت ورق تقویت برای تحمل لنگر منفی تعیین می گردد.

گام ۵: با استفاده از دیاگرام لنگر و لنگر قابل تحمل پروفیل، طول نظری ورق بدست می‌آید.

گام ۶: با محاسبه a' و افزودن آن به طول نظری در هر طرف ورق، طول عملی بدست می‌آید.

گام ۷: کنترلهای لازم از نظر کمانش موضعی و مساحت مجاز ورق تقویت انجام می گردد.

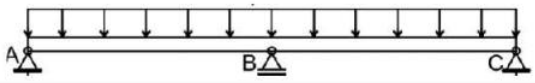
گام ۸: شرایط فشردگی مقطع بررسی می‌شود، اگر شرایط بر قرار نبود گام ۸ انجام می شود.

گام ۹: در صورتی که شرایط فشردگی برقرار نباشد از دیاگرام لنگر باز توزیع شده نمی‌توان استفاده کرد در این حالت از دیاگرام لنگر واقعی استفاده کرده و مراحل از گام ۲ مجددا تکرار می‌گردد.

توجه: چنانچه تیر سراسری دارای شرایط فشردگی باشد، برای طراحی می‌توان از دیاگرام لنگر بازتوزیع شده استفاده نمود؛ در غیر این صورت باید از دیاگرام لنگر واقعی در طراحی تیر و ورق تقویت استفاده گردد.

مثال ۵-۴

طرح تیر ۱۸ متری دو دهانه شکل زیر، از پروفیل IPE و ورق تقویت مورد نظر است. مقاومت خمشی طراحی $\phi_b M_p$ در نظر گرفته شود و در انتهای حل مسئله شرایط قطعه طوری تعیین گردد که مقطع تیر فشرده شود. بار مرده $q_D = 1.5\frac{ton}{m}$ و بار زنده $q_L = 0.437\frac{ton}{m}$ می‌باشد. ترکیب بار 1.2D+1.6L مد نظر قرار گیرد.



حل:

گام ۱- محاسبه بار نهایی (ضریبدار) و تعیین نتایج تحلیل تیر

بار نهایی (ضریبدار) با توجه به ترکیب بار مشخص شده، محاسبه می‌شود.

$$q_u = 1.2 \times 1.5 + 1.6 \times 0.437 = 2.5\frac{ton}{m}$$

تعیین نتایج تحلیل با استفاده از جدول نتایج تحلیل تیر سراسری انجام می‌شود.

عکس‌العمل تکیه‌گاه کناری:

$$R_A = R_C = .438qL + (-.063qL) = .375 \times 2.5\frac{ton}{m} \times 9m = 8.44\ ton$$

عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی:

$$R_B = .625qL + .625qL = 1.25 \times 2.5\frac{ton}{m} \times 9m = 28.125\ ton$$

بیشینه لنگر منفی:

$$M^- = M_B = -.0625qL^2 + (-.0625qL^2) = -.125 \times 2.5\frac{ton}{m} \times (9m)^2 = -25.31\ ton.m$$

بیشینه لنگر مثبت:

برای محاسبه مقدار بیشینه لنگر مثبت، لازم است ابتدا محل آن مشخص گردد. از روش تعیین محل برش صفر استفاده می‌شود.

$$R_A - q_u.x = 0 \rightarrow 8.44\ ton - 2.5\frac{ton}{m}x = 0 \rightarrow x = 3.38m$$

$$M^+ = M(x = 0.3m) = R_A.x - \frac{q_u x^2}{2} = 8.44 \times 3.38 - \frac{2.5 \times 3.38^2}{2} = 14.24\ ton.m$$

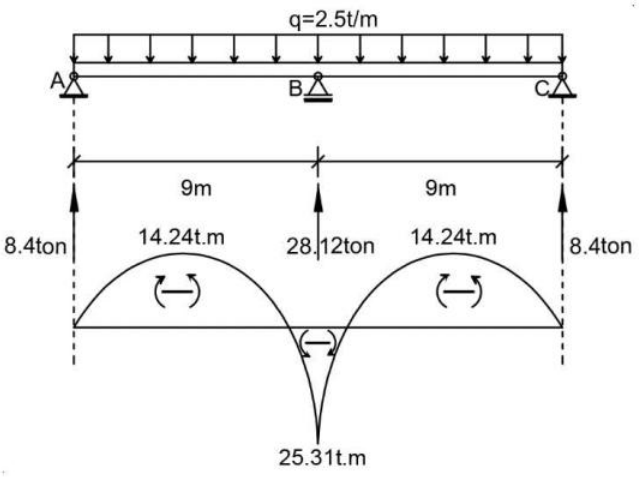
چنانچه ملاحظه می‌گردد محل لنگر بیشینه مثبت در وسط تیر واقع نشده است. همچنین مقدار آن با مقدار لنگر مثبت حاصل از جدول نتایج تحلیل متفاوت است.

$$M_{mid} = .094qL^2 - .031qL^2 = .063 \times 2.5\frac{ton}{m} \times (9m)^2 = 12.76\ ton.m$$

از این رو لازم است مقدار لنگر در محل بیشینه آن محاسبه گردد. در مواردی که تیر دارای درجه نامعینی زیاد است و یا بارگذاری اعمال شده از سادگی کافی برخوردار نیست، تعیین مقدار لنگر بیشینه نیاز به محاسبات بیشتری دارد.

گام ۲- ترسیم نمودار لنگر

دیاگرام لنگر تیر مطابق شکل زیر است.



شکل ۵–۸ نمایش تیر مثال و دیاگرام لنگر آن

گام ۳- بازتوزیع لنگر

با توجه به اینکه مقطع تیر در ابتدا فشرده فرض شده است، از دیاگرام لنگر بازتوزیع شده استفاده می‌شود.

$$M^{-(R)} = 0.9M^{-} = 0.9 \times 25.31 = 22.78 ton.m$$

$$M^{+(R)} = 14.24 + 0.1\left|\frac{25.31+0}{2}\right| = 15.5 ton.m$$

تیر برای لنگر مثبت طراحی می‌گردد.

کنترل ظرفیت خمشی و انتخاب مقطع

$$Z_{xi} \geq \frac{M^{+}}{\phi_b f_y} = \frac{1550}{0.9\times 2.4} \Rightarrow Z_x \geq 717.6 cm^3$$

با اساس مقطع پلاستیک بدست آمده $IPE33$ به عنوان مقطع قابل کنترل انتخاب می گردد.

$$IPE33 \rightarrow b_f = 16cm, t_f = 1.15cm, d = 33cm, Z_x = 804cm^3, I_x = 11770cm^4, G = 49.1\frac{kg}{m}$$

از آنجا که دهانه تیر بیشتر از $6m$ است، اثر وزن تیر باید متناسب با تحلیل بارگذاری آن به شرح زیر بدست آید. و به لنگرهای طراحی اضافه گردد و دوباره باز توزیع لنگر صورت گیرد.

$$q_u = 1.2 \times (1.5 + 0.0491) + 1.6 \times 0.437 = 2.55 \frac{ton}{m}$$
$$M_w^+ = 14.24 \times \frac{2.55}{2.5} = 14.52\ ton.m$$
$$M_w^- = 25.31 \times \frac{2.55}{2.5} = 25.81\ ton.m$$

گام ۵- بازتوزیع لنگر

$$M^{-(R)} = 0.9M^- = 0.9 \times 25.81 = 23.22\ ton.m$$
$$M^{+(R)} = 14.52 + 0.1\left|\frac{25.81+0}{2}\right| = 15.81\ ton.m$$
$$Z_x \geq \frac{M^+}{\phi_b F_y} = \frac{1581}{0.9\times2.4} \rightarrow Z_x \geq 731.9cm^3$$

بنابراین از همان$IPE33$ استفاده می‌شود.

حال پروفیل برای تحمل لنگر منفی توسط ورق تقویت می‌شود.

گام ۶- تعیین ابعاد مقطع ورق

عرض و ضخامت ورق با سعی و خطا تعیین می‌شود. ابتدا ضخامت ورق با توجه به ابعاد ورقهای موجود، با ضخامت نزدیک به ضخامت بال پروفیل انتخاب می‌شود.

$$IPE33 \rightarrow b_f = 16cm, t_f = 1.15cm, d = 33cm$$
$$t_{pl} \rightarrow \{8mm, 10mm, 12mm\} \rightarrow try\ t_{pl} = 0.8cm$$

عرض ورق با توجه به اساس مقطع پلاستیک لازم در محل تکیه‌گاه B تعیین می گردد.

$$Z_x \geq \frac{M^-}{\phi_b f_y} = \frac{2322}{0.9\times2.4} \Rightarrow Z_x \geq 1075cm^3$$
$$Z_x = 804 + b_{pl}t_{pl}(d + t_{pl}) \geq 1075$$

$$0.8b_{pl}(33 + 0.8) \geq 1075 - 804 = 271 \xrightarrow{solve} b_{pl} \geq 10.02cm$$

با توجه به محدودیت جوشکاری:

$$b_{pl} \leq b_f - 3cm = 16 - 3 = 13cm$$

با توجه به محدودیت سطح مقطع ورق:

$$A_{pl} \leq 2.33A_f$$
$$A_{pl} = b_{pl}t_{pl} = 0.8\ b_{\mathbf{pl}} \leq 2.33A_f = 2.33\ b_f t_f = 2.33 \times 16 \times 1.15 \rightarrow b_{pl} \leq 53.6cm$$

و با توجه به محدودیت فشردگی ورق:

$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} \leq \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$\lambda_{pl} = \frac{b_{pl}}{t_{pl}} = \frac{b_{pl}}{0.8} \leq \lambda_{p,pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 32.6 \rightarrow b_{pl} \leq 26.1\ cm$$

با توجه به سه نامعادله فوق، عرض ۱۲ سانتیمتر برای ورق انتخاب می‌گردد.

$\rightarrow try\ b_{pl} = 12cm$

$use\ PL\ 12 \times 0.8cm$

گام ۷- محاسبه طول ورق تقویت

$M_u \leq \phi_b Z_x f_y$

$M_u = R_A x - \frac{q_u x^2}{2} \leq \phi_b Z_x f_y = 0.9 \times 804 \times 2.4 = 1737\ ton.cm$

$\frac{0.025\,x^2}{2} - 8.4x = 1737 \rightarrow x^2 - 400x - 138960 = 0$

$\rightarrow x = 200 \pm \sqrt{200^2 + 1 \times 138960} \rightarrow \begin{cases} x = -166cm \\ x = +838cm \end{cases}$

نقاط بدست آمده، نقاطی هستند که لنگر نهایی و ظرفیت خمشی مقطع برابر شده‌اند. پاسخ منفی خارج از محدوده تیر بوده و قابل قبول نیست.

$L_{pl} = 2(900 - 838) = 124cm$

طول عملی ورق تقویت L'_{pl} برابر است با طول نظری ورق تقویت بعلاوه $2a'$ و از آنجا که جزئیات جوش ورق تقویت به بال تیر مشخص نیست، در بحرانی‌ترین حالت $a' = 2b_{pl}$ فرض می‌شود.

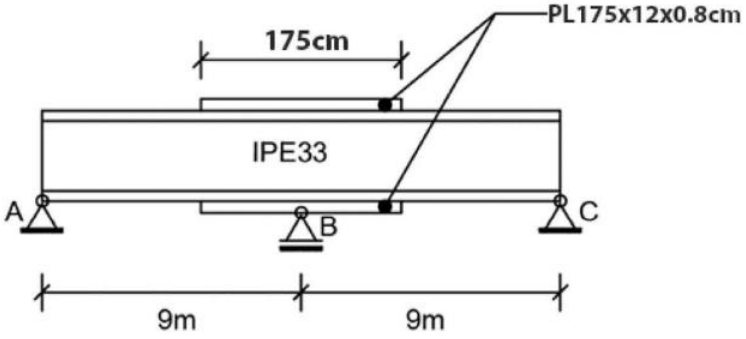
$a' = 2b_{pl} = 2 \times 12 = 24cm$

$L'_{pl} \geq L_{pl} + 2a'$

$L'_{pl} \geq 124 + 2 \times 24 = 172cm \rightarrow say\ L'_{pl} = 175cm$

$use\ PL\ 175 \times 12 \times 0.8cm$

مقطع طولی تیر به صورت شماتیک در شکل زیر نمایش داده شده است.



$0.15 \times \left(\frac{9+9}{2}\right) = 1.35m$

توجه ۱: با توجه به اینکه طول ورق تقویت $1.75m$ بدست آمد، ملاحظه می‌گردد که طول این ورق معادل $\frac{1.75}{18} \times 100 = 9.72\%$ از طول دهانه می‌باشد. میان مهندسین محاسب رسم است که طول ورق تقویت تیرهای سراسری را حدود 15% متوسط دهانه‌های طرفین تیر در نظر می‌گیرند.

توجه ۲: کد نبشی نشیمن تکیه‌گاه وسط $1cm$ پایینتر جوش می‌شود.

گام ۸- کنترل فشردگی ابعاد مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}\frac{16}{2(1.15)} = 6.95 \le \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{h_c}{t_w} = \frac{27.1}{0.75} = 36.13 \le \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$$

گام ۹- فواصل مهار جانبی

جهت فشردگی مقطع بایستی فواصل مهارها کمتر از L_P شود.

$$IPE33 \rightarrow r_y = 3.55cm$$

$$L_P = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.55\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 182.2cm$$

$$\rightarrow L_b \le L_p = 182.2cm$$

با فرض n تکیه‌گاه در هر دهانه، آن دهانه به n+1 قسمت تقسیم می‌شود.

$$n+1 \ge \frac{L}{L_b} = \frac{900}{182.2} = 4.94 \rightarrow n+1 = 5 \rightarrow n = 4$$

$$L_b = \frac{L}{n+1} = \frac{900}{5} = 180cm$$

بنابراین بجز در تکیه‌گاهها، باید ۴ عدد مهار جانبی در هر دهانه تیر و در فواصل ۱۸۰ سانتیمتر منظور شود تا بتوان تیر را فشرده فرض نمود.

۵-۴ بررسی تیر در محل اعمال بارهای متمرکز بزرگ

به طور معمول در اغلب تیرها انجام کنترل لنگر، برش، خیز و ارتعاش کافی است. در مواردی که بار بزرگی به صورت متمرکز و یا به صورت گسترده با پهنای کم بر تیر یا ستون وارد شود، امکان دارد در محل اعمال بار نیاز به سخت کننده باشد. به طور مثال در محل اعمال بارهای متمرکز، جان تیر باید برای جاری شدن موضعی، لهیدگی و کمانش توام با انتقال جانبی کنترل گردد. به عنوان مثال بار متمرکز بزرگ را می‌توان در نقاط زیر یافت:

- در محلی که یک ستون روی یک تیر قرار می‌گیرد.
- در محل اتصال مهاربندهای شورون (هفتی و هشتی) به تیر.
- در محل تکیه‌گاهها.

چنانچه بر اساس کنترل های انجام شده (جاری شدگی یا تسلیم موضعی جان، لهیدگی جان، کمانش توام با انتقال جانبی) مشخص گردید که جان تیر در زیر بار متمرکز جوابگو نمی باشد، می‌توان برای جبران این نقیصه نسبت به موارد زیر اقدام نمود:

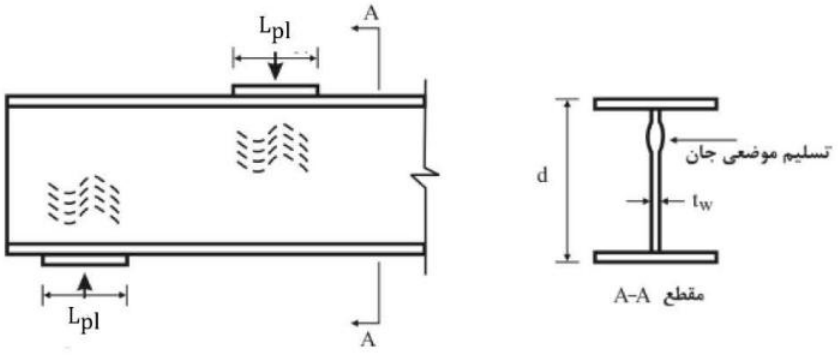
- تقویت جان تیر از طریق تعبیه سخت کننده در جان تیر.

- تقویت جان تیر از طریق تعبیه ورق مضاعف به جان تیر.
- اضافه نمودن عرض ورق اعمال کننده بار متمرکز (N).
- تغییر شماره پروفیل و افزایش آن به منظور افزایش مساحت جان.

۵-۴-۱ تسلیم (جاری شدگی) موضعی جان

هنگامی که بارهای متمرکز سنگین به تیرهای فولادی اعمال می‌شوند، به علت تنشهای فشاری بیش از حد در محل اتصال بال به جان، تسلیم موضعی رخ می‌دهد. محل بحرانی این تسلیم موضعی، جایی است که گودی و کلفتی ریشه اتصال بال به جان تمام شده و ضخامت نازک جان پدیدار می‌شود. هر چه بار متمرکز مقدار زیادتر و عرض صفحه‌ای که بار متمرکز را به بال تیر منتقل می‌کند کمتر و جان نازکتر شود، احتمال وقوع این پدیده بیشتر خواهد بود.

در شکل زیر تیری نشان داده شده که تحت بار متمرکز ضربیدار (و یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی که خود نوعی بار متمرکز است) به مقدار R_u می‌باشد. میزان تنشهای فشاری در مقطع بحرانی در زیر بار متمرکز به نحوه توزیع تنش در محل بار بستگی دارد. آیین‌نامه‌های طراحی برای سهولت در امر محاسبات، توزیع تنش را در محل مقطع بحرانی به صورت یکنواخت در سطحی به اندازه $(L_{pl}+\gamma K)t_w$ در نظر می‌گیرند. برای بار متمرکز میان تیر، مقدار $\gamma = 5.0$ و برای بار متمرکز کنار تیر، مقدار $\gamma = 2.5$ می‌باشد و تفاوت آنها در مقایسه فاصله محل بار متمرکز تا لبه تیر با عمق تیر است. K فاصله بین سطح بال تا پایان گودی ریشه اتصال بال به جان در پروفیلهای نورد شده و یا تا انتهای جوش گوشه در پروفیلهای ساخته شده است. L_{pl} عرض صفحه تماس است[1] که مقدار آن باید بزرگتر از K باشد.



شکل ۵–۹ پدیده جاری شدن موضعی جان تیر در اثر نیروهای متمرکز

[1] نامگذاری ارائه شده با نامگذاری آیین‌نامه اندکی متفاوت است. برای اطلاع از جزئیات بیشتر به بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۱۰ـ۲ مبحث دهم مراجعه شود.

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان با استفاده از رابطه ϕR_n به دست می آید که $\phi = 1$ بوده و R_n به صورت زیر به دست می آید:

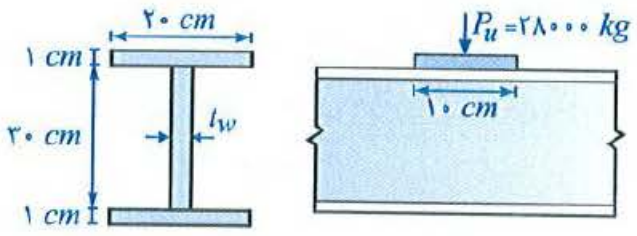
$$R_u \le (\phi = 1) \times R_n \qquad \text{۵ــ۷}$$
$$R_n = f_{yw} t_w (L_{pl} + \gamma K)$$

ϕ	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 1$	t_w	ضخامت جان تیر
R_u	نیروی متمرکز ضریبدار	d	ارتفاع کلی مقطع تیر
R_n	مقاومت اسمی جان در برابر تسلیم موضعی	f_{yw}	تنش تسلیم فولاد جان تیر
L_{pl}	عرض صفحه تماس است که مقدار آن باید بزرگتر از K باشد.		
K	فاصله بین سطح بال تا پایان گودی ریشه اتصال بال به جان یا تا انتهای جوش گوشه		
γ	در حالتی که بار متمرکز در فاصله‌ای بیشتر از d از انتهای عضو وارد شود $\gamma = 5$ و در غیر این صورت $\gamma = 2.5$		

اصولا در نیمرخهای نورد شده که بارهای متمرکز قابل ملاحظه‌ای را تحمل نمی کنند، جاری شدن موضعی جان رخ نخواهد داد. معمولاً در تیرورقها با جانهای نازک که بارهای سنگین در عرض کم را تحمل می‌کنند احتمال وقوع این پدیده بیشتر است. اگر کنترل با استفاده از روابط فوق برقرار نشود، تعبیه قطعات تقویتی (سخت کننده) فشاری در محل بارهای متمرکز الزامی است. در صورتی که نیروی نهایی متمرکز وارد بر عضو بیشتر از R_n باشد، یک جفت سخت‌کننده در محل بار متمرکز استفاده می‌شود که مقاومت آن حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود می‌باشد.

مثال ۵-۵

برای تیر شکل زیر با فرض اینکه هیچگونه سخت کننده در جان تیر تعبیه نشده باشد. با کنترل تسلیم موضعی جان، حداقل ضخامت جان تیر را محاسبه نمایید.



شکل ۵–۱۰ نمایش تیر مثال

حل:

$$R_u \le \phi R_n \Rightarrow R_u \le f_{yw} t_w (5K + L_{pl})$$
$$\phi = 1$$
$$K = t_f + a_w$$

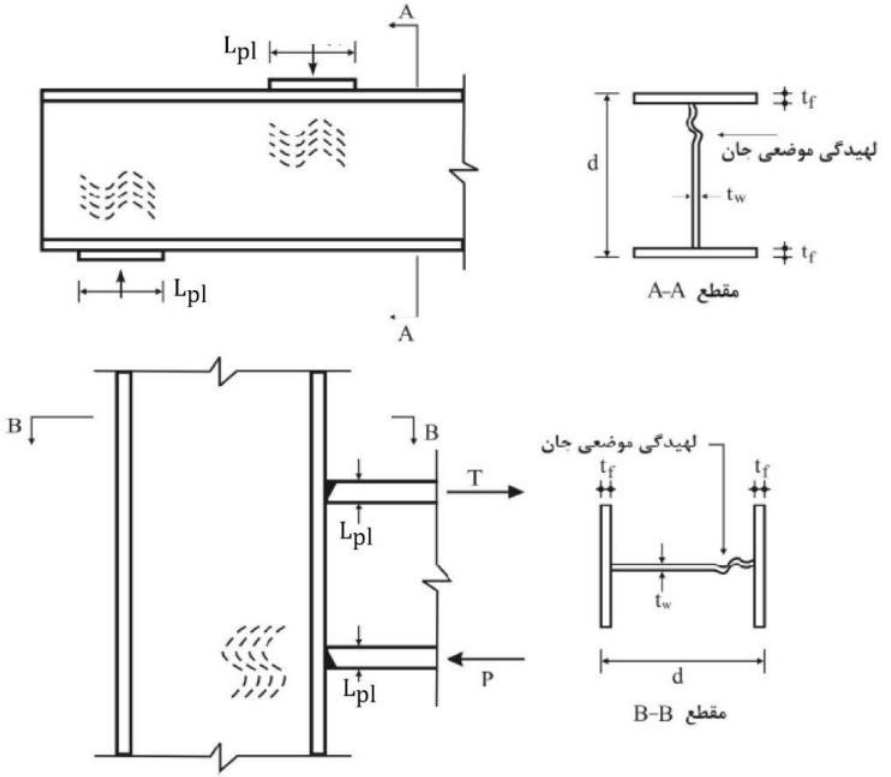
با فرض بعد جوش ۱۰ میلیمتر، می‌توان نتیجه گرفت $K = 1 + 1 = 2cm$ و بنابراین:

$$28\ ton \le 2.4\, t_w\, (5 \times 2 + 10) \Rightarrow t_w \ge 0.58cm$$

در نتیجه جان تیر از ورق با ضخامت ۶ میلیمتر و یا ۸ میلیمتر قابل قبول است.

۵-۴-۲ چروکیدگی موضعی جان تیر

پدیده دیگری که هنگام اعمال بارهای متمرکز سنگین در مقطع بحرانی تیر رخ می‌دهد، چین خوردگی، لهیدگی یا چروکیدگی جان در اثر ناپایداری است. آیین‌نامه ایران کنترلهای زیر راکه براساس معیار پایداری تدوین شده است، پیشنهاد می‌کند که جهت جلوگیری از پدیده چروکیدگی جان است. مقاومت طراحی لهیدگی جان با استفاده از رابطه ϕR_n محاسبه می شود که $\phi = 0.75$ بوده و R_n برای بارهای متمرکز میانی تیر (در فاصله مساوی یا بیش از نصف ارتفاع تیر از انتهای عضو) به صورت زیر محاسبه می‌شود[1].



شکل ۵–۱۱ پدیده لهیدگی در جان تیر

$$R_u \le (\phi = 0.75) \times R_n$$

$$R_n = 0.8\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{L_{pl}}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{E f_{yw}\frac{t_f}{t_w}} \qquad ۵\text{ـ}۸$$

[1] برای اطلاع از ضوابط بار متمرکز در لبه تیر به بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۱۰ـ۳ مبحث دهم مراجعه شود.

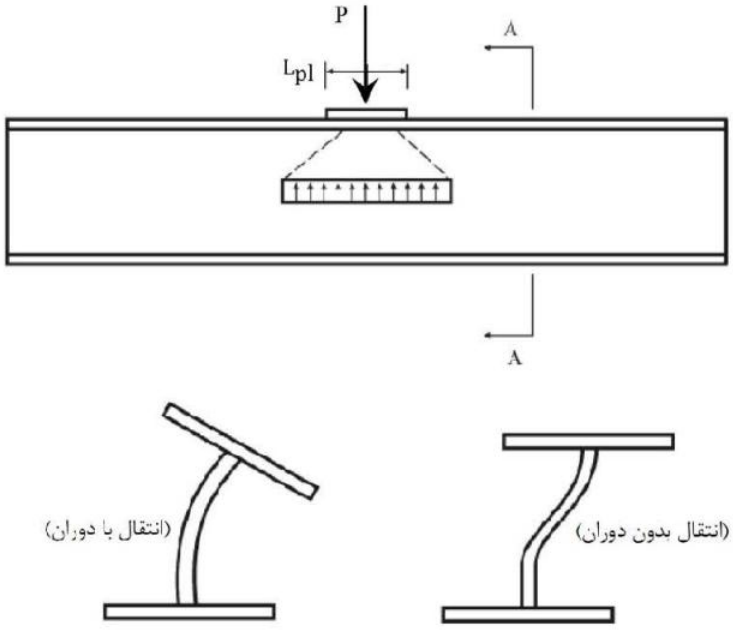
ϕ	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$	t_w, t_f	ضخامت بال و جان پروفیل (تیر یا ستون)
R_u	نیروی متمرکز ضریبدار	d	ارتفاع کلی مقطع تیر
R_n	مقاومت اسمی جان در برابر لهیدگی	f_{yw}	تنش تسلیم فولاد جان تیر
L_{pl}	عرض صفحه تماس است که مقدار آن باید بزرگتر از K باشد.		
K	فاصله بین سطح بال تا پایان گودی ریشه اتصال بال به جان یا تا انتهای جوش گوشه		
E	مدول الاستیسیته فولاد		

در صورتی که R_u از مقادیر ارائه شده در رابطه ϕR_n تجاوز کند باید قطعات تقویتی فشاری در روی جان اعضایی که تحت اثر بار متمرکز هستند قرار داده شود.

توجه: در طراحی با توجه به کنترل تسلیم موضعی جان و کنترل لهیدگی جان، دو مقدار برای عرض صفحه تماس (L_{pl}) به دست می‌آید که مقدار بزرگتر برای آن منظور می‌گردد.

۵-۴-۳ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

کنترل کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مربوط به حالتی است که یک نیروی فشاری متمرکز تکی، به عضوی اعمال می‌شود که از حرکت جانبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی، در محل تاثیر نیروی متمرکز توسط مهار جانبی جلوگیری نشده است.



(الف) حالتی‌که بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است (مقطع A-A)

(ب) حالتی‌که بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است (مقطع A-A)

شکل ۵–۱۲کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طراحی کمانش جانبی جان با استفاده از رابطه ϕR_n محاسبه می شود که $\phi = 0.85$ بوده و R_n به صورت زیر محاسبه می شود. در صورتی که $\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{L_b}{b_f}}$ بزرگتر از 2.3 (در بال نگهداری شده در مقابل دوران زاویه‌ای) و یا بزرگتر از 1.7 (در بال نگهداری نشده در مقابل دوران زاویه‌ای) باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

$$R_u \le (\phi = 0.85) \times R_n$$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[\gamma + 0.4\left(\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{L_{pl}}{b_f}}\right)^3\right] \qquad ۵_۹$$

ϕ	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.85$	t_w, t_f	ضخامت بال و جان تیر
R_u	نیروی متمرکز ضریبدار	d	ارتفاع کلی مقطع تیر
R_n	مقاومت اسمی جان در برابر کمانش جانبی	f_{yw}	تنش تسلیم فولاد جان تیر
L_{pl}	بزرگترین طول بدون تکیه‌گاه جانبی در هر یک از بال‌ها در محل بار متمرکز		
K	فاصله بین سطح بال تا پایان گودی ریشه اتصال بال به جان یا تا انتهای جوش گوشه		
h	برای پروفیل نورد شده برابر h_c و برای پروفیل ساخته شده برابر $h - 2t_f$		
γ	اگر بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده باشد $\gamma = 1$ و در غیر این صورت $\gamma = 0$		

مقدار C_r با توجه به مقادیر M_y و M_u در محل بار متمرکز از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

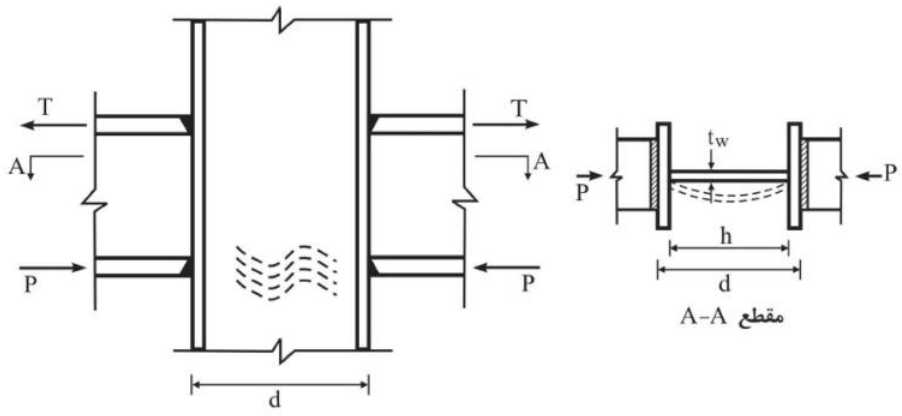
$$C_r = \begin{cases} 6.6 \times 10^6\ MPa & \leftarrow \{M_u < M_y\} \\ 3.3 \times 10^6\ MPa & \leftarrow \{M_u \ge M_y\} \end{cases} \qquad ۵_۱۰$$

M_u	مقاومت خمشی مورد نیاز	M_y	لنگر خمشی تسلیم که برابر است با $M_y = S_x F_y$

اگر در محل اعمال بار متمرکز بال تیر دارای مهار جانبی باشد، عملا انتقال بدون دوران می‌باشد و اگر در محل اعمال بار متمرکز بال تیر دارای مهار جانبی نباشد، انتقال با دوران است. در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، باید بال کششی مهار شود و یا از یک جفت سختکننده در زیر بار متمرکز بال یا ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) استفاده نمود و اگر بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد، تعبیه مهار جانبی برای هر دو بال فشاری و کششی در محل بار متمرکز ضروری است.

۵-۴-۴ کمانش فشاری جان در مقابل جفت نیروی متمرکز فشاری

کنترل فشاری جان در مقابل جفت نیروی متمرکز فشاری مربوط به حالتی است که یک جفت نیروی فشاری متمرکز تنها یا یک جفت مؤلفه فشاری زوج نیرو، در جهت مخالف به بالهای مقابل عضو اعمال گردد.



شکل ۵–۱۳کمانش فشاری جان در مقابل جفت نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طراحی کمانش جانبی جان با استفاده از رابطه ϕR_n محاسبه می شودکه $\phi = 0.9$ بوده و R_n به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$R_u \le (\phi = 0.9) \times R_n$$
$$R_n = \frac{24 t_w^3}{h}\sqrt{E f_{yw}}$$

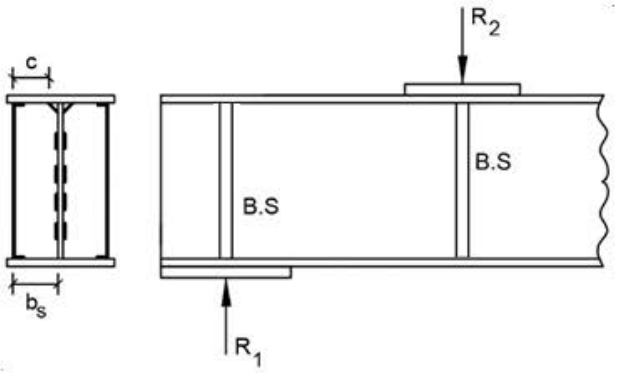
۵ــ ۱۱

ϕ	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.9$	t_w	ضخامت جان تیر
R_u	نیروی متمرکز فشاری ضریبدار	f_{yw}	تنش تسلیم فولاد جان تیر
R_n	مقاومت اسمی جان در برابر کمانش فشاری		
h	برای پروفیل نورد شده برابر h_c و برای پروفیل ساخته شده برابر $h - 2t_f$		

چنانچه جفت نیروی فشاری در فاصله کمتر از $\frac{d}{2}$ از انتهای عضو اثر کند، مقاومت اسمی باید به نصف تقلیل یابد. در صورت عدم ارضاء رابطه فوق، تعبیه یک جفت سخت کننده دارای مقاومت حداقل برابر اختلاف مقاومت مورد نیاز، در محل بارهای متمرکز ضروری است.

۵-۴-۵ تعبیه سخت‌کننده‌های فشاری درمحل بارهای متمرکز

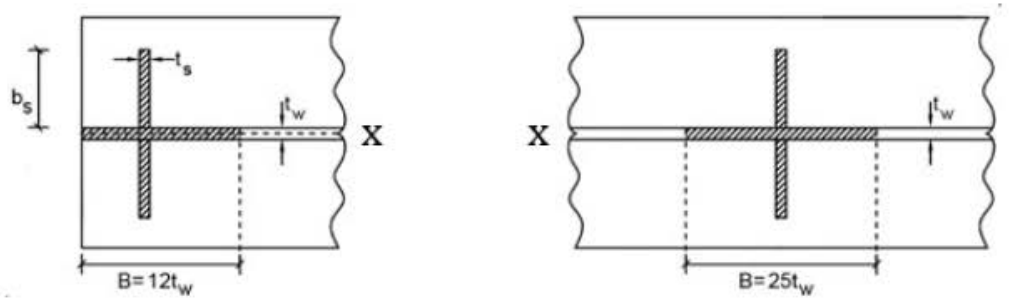
برای جلوگیری از پدیده جاری شدن موضعی جان، لهیدگی جان و کمانش توأم با انتقال جانبی در جان تیر بهتر است که جان تیر با جفت ورقهایی عمود بر آن تقویت گردد. شکل زیر جفت ورقهای تقویتی را در محل بار متمرکز میانی و تکیه‌گاه نشان می‌دهد.



ب) تقویت کننده ها در محل بار متمرکز الف) مقطع تیر

شکل ۵–۱۴ تعبیه قطعات تقویتی در محل بارهای متمرکز

ورقهای تقویتی در هر طرف جان، دارای عرض b_s و ضخامت t_s هستند. این ورق‌ها بایستی به طور کامل و بدون هیچ گونه فاصلهای توسط جوش به بال تیرورقی که نیروی متمرکز به آن اعمال می‌شود، متصل شوند. معمولاً برای اتصال بهتر ورقهای تقویتی، عرض آنها را در محل اتصال به بال با اجرای پخ مناسب کاهش می‌دهند. این کار موجب اتصال مناسب ورق به بال مورد نظر خواهد شد. در شکل زیر مقاطعی که طبق آیین‌نامه در تحمل بارهای متمرکز میانی و کناری مؤثر هستند، نشان داده شده است.



(الف) (ب)

شکل ۵–۱۵ سطح مقطع مؤثر در برابر بارهای متمرکز از نمای بالا

اگر قطعه تقویتی نیاز باشد، این قطعات به صورت ستونی فرضی با بار محوری فشاری و طول مؤثر $0.75h$ (h ارتفاع آزاد جان بین دو بال) در نظر گرفته می‌شوند. سطح مقطع این ستون عبارت است از سطح مقطع جفت قطعه تقویتی به اضافه نواری از جان که پهنای آن در قطعات تقویتی میانی $25t_w$ و در قطعات انتهایی $12t_w$ است. بنابر این با تعیین تنش فشاری ستون فرضی f_{cr}، محاسبه ظرفیت ستون و مقایسه آن با نیروی محوری نهایی ستون P_u، کفایت سخت‌کننده‌ها بررسی می‌شود. سطح مقطع، لنگر اینرسی، شعاع ژیراسیون و سایر مشخصات ستون فرضی به قرار زیر هستند. لنگر اینرسی مقطع ستون از رابطه $I_x = \frac{1}{12}t_s(2b_s + t_w)^3 + \frac{1}{12}(B - t_s)t_w^3$ بدست می‌آید که ترم دوم آن (مربوط به ورق جان) ناچیز و قابل صرفنظر کردن است. لذا خواهیم داشت:

$$P_u \le \phi_c f_{cr} A_g \qquad 5-12$$

$$A_g = 2b_s t_s + B t_w$$

$$I_x = \frac{1}{12} t_s (2b_s + t_w)^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{0.75h}{r_x}$$

ϕ_c	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.9$	t_w	ضخامت جان تیر
R_u	نیروی متمرکز فشاری ضریبدار	$\mathrm{K_x}$	ضریب لاغری ستون فرضی برابر $\mathrm{K_x} = 0.75$
R_n	مقاومت اسمی سخت‌کننده در برابر نیروی فشاری	$\mathrm{A_g}$	سطح مقطع ستون فرضی
B	طولی از جان تیر که در ستون فرضی قرار دارد	$\mathrm{r_x}$	شعاع ژیراسیون ستون فرضی حول محور x
b_s	عرض ورق سخت‌کننده عمود بر جان	λ_x	لاغری ستون فرضی حول محور x
t_s	ضخامت ورق سخت‌کننده	h	ارتفاع سخت‌کننده برابر ارتفاع آزاد جان

همچنین لازم است کمانش موضعی ورق تقویت کنترل گردد. لازم به ذکر است ورق تقویت در حکم بال ستون فرضی بوده و ضابطه آن با توجه به جدول حدود فشردگی اعضای فشار ،محاسبه می‌شود.

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad \text{۵ـ ۱۳}$$

در صورت برقرار نبودن روابط فوق، ضخامت سخت کننده افزایش می‌یابد و یا از سخت‌کننده دوبل در زیر بار متمرکز استفاده می‌شود. تقویت کننده‌ها باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

- پهنای هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم پهنای بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد.
- ضخامت ورقهای تقویت نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد. همچنین ضخامت تقویت کننده‌ها نباید از پهنای هر تقویت کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.
- ارتفاع ورق تقویت کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصله بین دو بال) باشد.

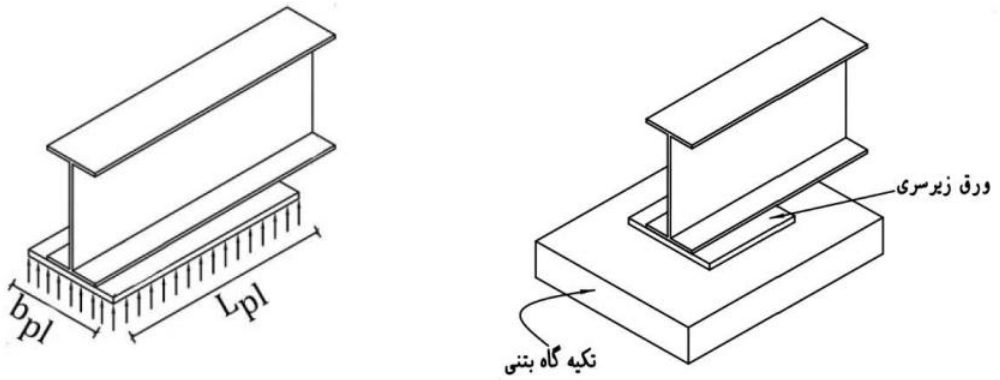
۵-۴-۶ طراحی ورق زیرسری و ورق تقسیم فشار در تیر

تیرهایی که روی دیوار و یا شناژ بتنی قرار می‌گیرند، دارای عکس‌العمل های بزرگ هستند و خطر لهیدگی در محل نشیمن آنها وجود دارد. برای جلوگیری از لهیدگی، یک صفحه در زیر تیر و با ابعادی بزرگتر از بال آن تعبیه می‌شود، تا عمل انتقال تنش به صورت متناسب با مقاومت اتکایی مصالح نشیمن صورت پذیرد. مطابق شکل زیر هدف از طراحی یک ورق زیرسری تعیین سه پارامتر طول ورق، عرض ورق و ضخامت ورق است که هر کدام بر حسب مورد به صورت زیر تعیین می‌گردند:

الف) طول ورق L_{pl} طوری تعیین می‌گردد که روابط تسلیم موضعی،کمانش موضعی و لهیدگی جان معتبر باشد.

ب) عرض ورق b_{pl} بر اساس مقایسه مقاومت مورد نیاز فشاری با مقاومت اتکایی نهایی مصالح در زیر ورق تعیین می‌شود.

ج) ضخامت ورق t_{pl} بر اساس کنترل مقاومت خمشی ورق زیر سری تعیین می‌شود.



الف) نمایش وضعیت زیرسری ب) نحوه توزیع تنش در زیر صفحه زیرسری

شکل ۵–۱۶ ورق زیرسری

مراحل گام به گام طراحی ورقهای زیر سری به شرح زیر است:

گام ۱: ابتدا طول تکیه‌گاهی L_{pl} براساس روابط تسلیم موضعی، کمانش موضعی و لهیدگی جان تعیین می‌شود.

گام ۲: از مقایسه مقاومت مورد نیاز و اتکایی طراحی در زیر صفحه نتیجه می شود:

$$P_u \le \phi_c f_P A_{pl} \qquad \text{۵ـ ۱۴}$$
$$A_{pl} = b_{pl} \times L_{pl}$$

ϕ_c	ضریب کاهش مقاومت برابر با $\phi_c = 0.65$	A_{pl}	مساحت ورق نشیمن
P_u	نیروی فشاری ضریبدار	f_P	تنش اتکایی اسمی مصالح زیر ورق نشیمن
b_{pl}	عرض ورق نشیمن	L_{pl}	طول ورق نشیمن

بنابراین عرض ورق از رابطه $b_{pl} \ge \frac{P_u}{\phi_c F_P N}$ بدست می‌آید.

تنش اتکایی اسمی برای فشار مستقیم برای تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ آهکی یا ماسه سنگ متراکم با ملات ماسه سیمان برابر $f_P = 60\frac{kg}{cm^2}$، برای تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان برابر $f_P = 40\frac{kg}{cm^2}$ و برای تکیه‌گاه بتنی برابر $f_P = 0.85f'_c$ می‌باشد[1].

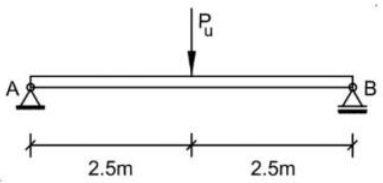
برای جوش بال تیر به ورق زیرسری لازم است $b_{pl} \ge b_f + 3cm$ در نظر گرفته شود. در انتها ضخامت ورق از طریق کنترل خمش ورق (در بر تیر) به عرض $\frac{B-b_f}{2}$ تعیین می‌شود.

$$t \ge \frac{b_{pl}-b_f}{2}\sqrt{\frac{2P_u}{0.9f_y A_p}} \qquad \text{۵ـ ۱۵}$$

[1] برای اطلاع از روابط دقیق به بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۸ مبحث دهم مراجعه شود.

مثال ۵-۶

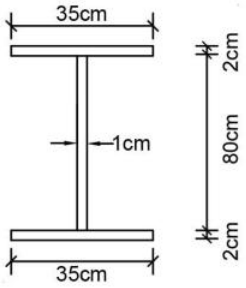
تیر نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر بار متمرکز مرده $60ton$ و بار زنده $25ton$ در وسط دهانه خود قرار دارد.



مطلوبست انجام کنترلهای لازم در محل بار متمرکز در دو حالت زیر:

الف) در صورتی که از $IPB70$ استفاده شده باشد و طول ورق نشیمن در محل بار متمرکز $L_{pl} = 10cm$ باشد.

ب) در صورتی که از تیر ورقی مطابق شکل زیر استفاده شده باشد و طول ورق نشیمن در محل بار متمرکز $L_{pl} = 25cm$ باشد. در صورت نیاز ورق‌های تقویتی در محل بار متمرکز را طراحی کنید.



حل الف) مقطع از پروفیل

مشخصات $IPB70$ از جدول اشتال استخراج می شود:

$$IPB70 \rightarrow d = 70cm, b_f = 30cm, t_f = 3.2, t_w = 1.7, S_x = 7340cm^3, c = 5.9cm, h_c = 58.2cm$$

گام ۱- کنترل تسلیم موضعی جان

$$L_{pl} = 10cm, K = 5.9cm$$
$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 60 + 1.6 \times 25 = 112ton$$
$$R_n = f_{yw}t_w(5k + N) = 2.4 \times 1.7 \times (5 \times 5.9 + 10) = 161.2ton$$
$$P_u \leq \phi R_n$$
$$P_u = 112ton \leq \phi R_n = 1 \times 161.2ton \rightarrow OK$$

جان تیر مورد نظر با توجه به نیروی نهایی متمرکز، در مقابل جاری شدن موضعی مناسب است.

گام ۲- کنترل لهیدگی جان تیر

بار در فاصله بیش از $\frac{d}{2} = \frac{70}{2} = 35cm$ از تکیه‌گاه قرار دارد.

$$R_u \le \phi R_n \; ; \; \phi = 0.75$$

$$R_n = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{E f_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$$

$$R_u = 112ton \le 0.75 \times 0.8 \times 1.7^2 \left[1 + 3\left(\frac{10}{70}\right)\left(\frac{1.7}{3.2}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2040 \times 2.4 \times \frac{3.2}{1.7}} = 194.1ton \rightarrow OK$$

گام ۳- کنترل کمانش توأم با انتقال جانبی در جان تیر

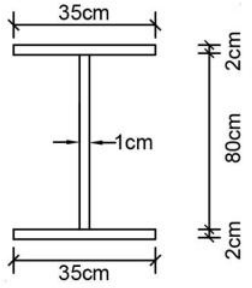
تیر فقط در دو تکیه‌گاه دارای مهار جانبی بال فشاری است و بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است.

$$\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{L_b}{b_f}} = \frac{\frac{58.2}{1.7}}{\frac{500}{30}} = 2.05 \ge 1.7$$

بنابراین نیازی به کنترل کمانش جانبی نیست.

حل ب) مقطع تیرورق

در این قسمت از تیرورق مطابق شکل زیر استفاده می‌شود.



گام ۴- کنترل تسلیم موضعی جان

در تیرورقها $K = t_f + a_w$ می‌باشد که a_w بعد جوش بال به جان تیرورق است. در این مثال $a_w = 1cm$ در نظر گرفته می‌شود.

$$L_{pl} = 25cm, K = 2 + 1 = 3cm$$

$$P_u \le \phi R_n \; ; \; \phi = 1$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 60 + 1.6 \times 25 = 112ton$$

$$R_n = f_{yw} t_w (5k + N) \Rightarrow 2.4 \times 1(5 \times 3 + 25) = 96ton$$

$$P_u = 112ton \nleq \phi R_n = 1 \times 96 = 96ton$$

بنابراین جاری شدن موضعی جان در اثر بارهای نهایی متمرکز رخ می‌دهد.

گام ۵- کنترل لهیدگی در جان تیر

$$P_u \le \phi R_n \; ; \; \phi = 0.75$$

$$R_n = 0.8t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{Ef_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$$

$$112ton \nleq 0.75\times 0.8\times 1^2\left[1+3(\tfrac{25}{84})(\tfrac{1}{2})^{1.5}\right]\sqrt{2040\times 2.4\times\tfrac{2}{1}} = 78.1ton$$

لهیدگی در جان تیر تحت اثر بارهای نهایی متمرکز رخ می‌دهد.

گام ۶- کنترل کمانش توأم با انتقال جانبی در جان تیر

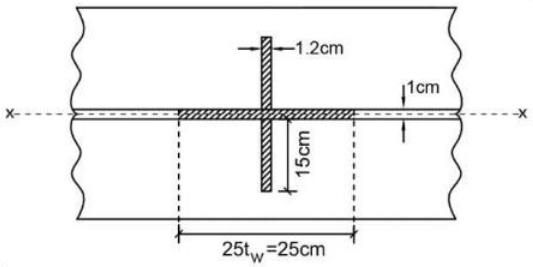
تیر فقط در دو تکیه‌گاه دارای مهار جانبی بال فشاری است و بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است.

$$\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{L_b}{b_f}} = \frac{\frac{80}{1}}{\frac{500}{35}} = 5.6 \geq 1.7$$

بنابراین نیازی به کنترل کمانش جانبی نیست.

گام ۷- طراحی قطعات تقویت‌کننده در محل بار متمرکز

در شکل زیر سطح مقطع مؤثر در برابر لهیدگی نشان داده شده است. عرض تقویت در هر سمت جان $b_s = 15cm$ و ضخامت آن $t_s = 1.2cm$ فرض می‌شود.



$$try\ b_s = 15cm\ ,t_s = 1.2cm$$

$$A_g = 2b_st_s + Bt_w = 2\times 15\times 1.2 + 25\times 1 = 61cm^2$$

$$I_x = \frac{1}{12}t_s(2b_s+t_w)^3 + \frac{1}{12}(B-t_s)t_w^3$$

$$I_x = \frac{1}{12}\times 1.2\times(2\times 15+1)^3 = 2979.1cm^4$$

توجه شود که ترم حذف شده لنگر اینرسی ستون برابر $\frac{1}{12}(B-t_s)t_w^3 = \frac{1}{12}\times(25-1.2)\times 1^3 = 1.98$ بوده که در مقایسه با لنگر اینرسی مقطع قابل صرفنظر کردن است.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{2979.1}{61}} = 6.99cm$$

$$\lambda_x = \frac{K_xL_x}{r_x} = \frac{0.75h}{r_x} = \frac{0.75\times 80}{6.99} = 8.57 \rightarrow\rightarrow f_e = 274\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.39\frac{ton}{cm^2}$$

$$P_u \leq \phi_c f_{cr} A_g$$

$$P_u = 112ton \leq \phi_c f_{cr} A_g = 0.9\times 2.39\times 61 = 131.3ton$$

بنابراین از ورقهای تقویت‌کننده به عرض $15cm$ و ضخامت $1.2cm$ استفاده می‌شود. با توجه به آنکه عرض تقویت $15cm$ می‌باشد، عرض ورق در محل اتصال با توجه به پخ در محل جوش، به $14.5cm$ کاهش می‌یابد.

$use\ 2PL\ 80 \times 15 \times 1.2cm$

گام ۸- کنترل کمانش موضعی ورق تقویت

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{15}{1.2} = 12.5 \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 16.33 \rightarrow OK$$

۵-۵ طراحی تیرها تحت اثر خمش دو محوره از مقاطع I شکل

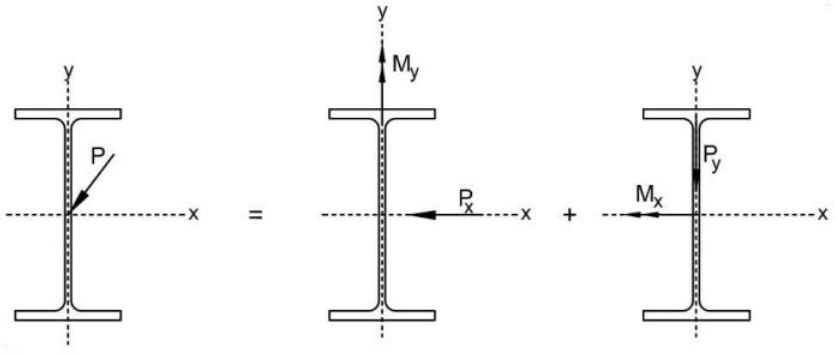
خمش دو محوره درصورتی در مقطع پدید می‌آید که بارهای اعمالی بر تیر منطبق بر هیچکدام از محورهای اصلی نباشد. در شکل زیر نیروی ضریبدار P_u در امتداد هیچکدام از محورهای اصلی مقطع نیست. این نیرو را می‌توان به دو مؤلفه P_{uy}, P_{ux} تجزیه نمود که مؤلفه P_{ux} حول محور y لنگرخمشی ایجاد می‌کند در حالی که مؤلفه P_{uy} حول محور x لنگر خمشی ایجاد می‌کند. این در حالی است که بار P_u از مرکز سطح مقطع که منطبق بر مرکز برش است می‌گذرد و در نتیجه لنگر پیچشی ایجاد نمی‌شود. در این حالت باید رابطهٔ ۱۶ــ۵ در بحرانی‌ترین نقطه تیر کنترل گردد.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1 \qquad \text{۵ــ۱۶}$$

ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi_b = 0.9$

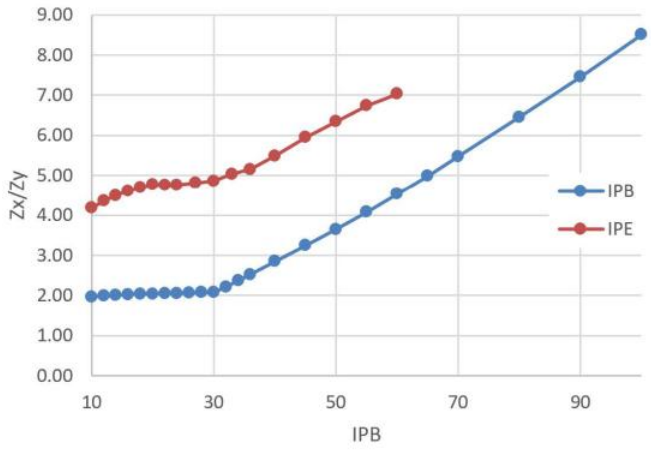
M_{ux}, M_{uy} لنگر نهایی تحت بار ضریبدار حول محورهای اصلی مقطع

M_{nx}وM_{ny} مقاومت اسمی یا ظرفیت خمشی اسمی حول دو محور اصلی مقطع



شکل ۵-۱۷ خمش دومحوره

از آنجا که رابطهٔ ۱۶ــ۵ دارای دو اساس مقطع پلاستیک مجهول Z_x, Z_y است، برای حل معادله فوق، ارتباطی میان دو اساس مقطع پلاستیک برای مقاطع پروفیل IPE و IPB مطابق شکل زیر تخمین زده می‌شود.



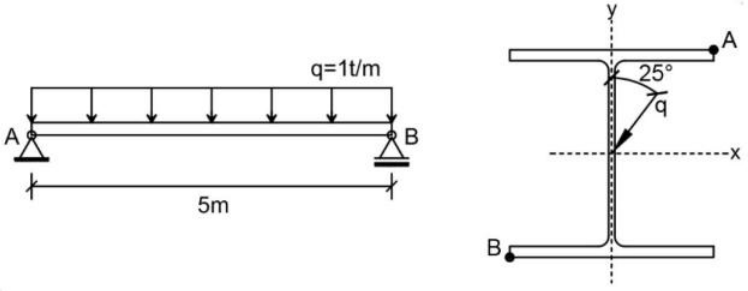
شکل ۵–۱۸ ارتباط Z_x, Z_y

بر اساس شکل ۵–۱۸ نسبت دو مقدار اساس مقطع پلاستیک برای پروفیلهای IPB از ۲ تا ۹ و برای پروفیلهای IPE از ۴ تا ۷ تغییر می‌نماید. بدین ترتیب در حل مسائل طراحی با توجه به مقدار لنگر مورد نیاز طراحی (در دو راستا) و وضعیت لاغری تیر، مقداری به صورت حدس اولیه انتخاب شده و با حل رابطهٔ ۱۶ ــ ۵ مقطع اولیه برای تیر انتخاب می‌گردد. سپس با کنترل وضعیت خمش تیر نسبت به تایید و یا تغییر مقطع اولیه اقدام می‌گردد.

برای مقاطع متداول مثالهای این کتاب، استفاده از مقادیر $\frac{Z_x}{Z_y} = 2.0\ (IPB), 5.0(IPE)$ برای پروفیلهای IPB و IPE توصیه می‌شود.

مثال ۵-۷

مطلوبست طرح تیر ساده از پروفیل IPB که تحت بار ضربیدار گسترده یکنواخت به شدت $q_u = 1\frac{ton}{m}$ با زاویه 25° نسبت به محور قائم بر تیر قرار دارد. مهارهای جانبی در طول تیر پیوسته می‌باشد.



شکل ۵–۱۹ نمایش تیر

حل:

گام ۱- تعیین لنگر مورد نیاز طراحی

$$q_{ux} = q_u \times sin\,25 = 0.42\frac{ton}{m}$$
$$q_{uy} = q_u \times cos\,25 = 0.91\frac{ton}{m}$$

بنابراین با تعیین شدت بار نهایی گسترده یکنواخت حول دو محور x و y لنگرهای خمشی بدست می آید. نقطه بحرانی در وسط دهانه قرار دارد.

$$M_{ux} = \frac{q_{uy}L^2}{8} = \frac{0.91\times5^2}{8} = 2.84ton.m = 284ton.cm$$
$$M_{uy} = \frac{q_{ux}L^2}{8} = \frac{0.42\times5^2}{8} = 1.31ton.m = 131ton.cm$$

گام ۲- حدس مقطع اولیه برای طراحی تیر

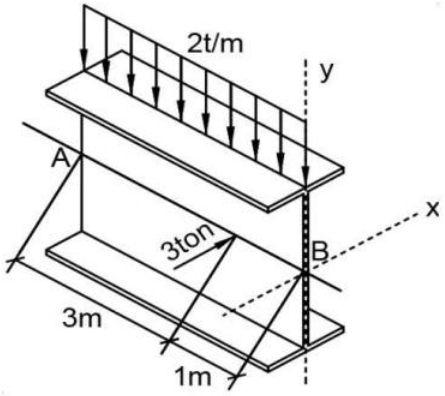
$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{M_{ux}}{\phi_b Z_x f_y} + \frac{M_{uy}}{\phi_b Z_y f_y} = \frac{284}{0.9 \times Z_x \times 2.4} + \frac{131}{0.9 \times 0.5Z_x \times 2.4} \leq 1.0$$
$$\rightarrow Z_x \geq 253 \rightarrow try\ IPB16$$

گام ۳- کنترل وضعیت خمش

$$IPB16 \rightarrow b_f = 16cm, t_f = 1.3cm, Z_x = 341.7cm^3, Z_y = 168.5cm^3$$
$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{284}{0.9 \times 341.7 \times 2.4 = 738.1} + \frac{131}{0.9 \times 168.5 \times 2.4 = 364.0} = 0.74 \leq 1 \rightarrow OK$$

مثال ۵-۸

مطلوب است کنترل تیر دو سر مفصل از پروفیل $IPB20$ با توجه به بارهای نهایی نشان داده شده در شکل زیر. تکیه‌گاههای جانبی تیر فقط در نقاط A و B قرار دارند.

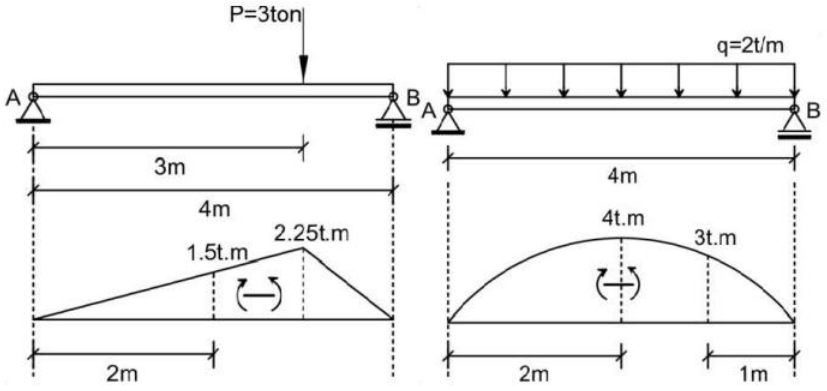


شکل ۵–۲۰ نمایش سه بعدی تیر

حل:

گام ۱- تعیین لنگر مورد نیاز طراحی

ابتدا باید دیاگرام لنگر نهایی حول محور ضعیف و محور قوی ترسیم گردد.



دیاگرام لنگر نهایی حول محور قوی **دیاگرام لنگر نهایی حول محور ضعیف**

پس از تعیین وضعیت دیاگرام لنگر، برای تعیین مقطع بحرانی برای خمش، محل اعمال بار متمرکز و مقطع وسط دهانه کنترل می‌گردد.

در محل اعمال بار متمرکز

$$\begin{cases} M_{ux} = \frac{2\text{ton/m} \times 4m}{2} \times 1m - \frac{2\text{ton/m} \times (1m)^2}{2} = 3ton.m \\ M_{uy} = \frac{3ton \times 3m \times 1m}{4m} = 2.25ton.m \end{cases}$$

در مقطع وسط دهانه

$$\begin{cases} M_{ux} = \frac{2\text{ton/m} \times (4m)^2}{8} = 4ton.m \\ M_{uy} = 2.25ton.m \times \frac{2}{3} (or \frac{3ton \times 1m}{4m} \times 2m) = 1.5ton.m \end{cases}$$

بنابراین تیر باید در محل بار متمرکز و در مقطع وسط دهانه کنترل گردد.

گام ۲- تعیین وضعیت خمش

$try\ IPB20 \rightarrow d = 20cm, b_f = 20cm, t_f = 1.5cm, t_w = 0.9cm, r_{y=}5.07cm, I_y = 2003cm^4, S_x = 570cm^3, Z_x = 620.0cm^3, Z_y = 303.4cm^3$

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76(5.07)\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 260.2cm$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_\circ}{2S_x} \rightarrow r_{ts} = \sqrt{\frac{(2003)(20-1.5)}{2(570)}} = 5.7cm$$

$$J = \frac{1}{3}(2{t_f}^3 b_f + {t_w}^3 h) = \frac{1}{3}[2(1.5)^3(20) + (0.9)^3(20-2(1.5))] = 49.13cm^4$$

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7f_y}\sqrt{\frac{J\times c}{S_x h_\circ} + \sqrt{\left(\frac{J\times c}{S_x h_\circ}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95(5.7)\frac{2040}{0.7\times 2.4}\sqrt{\frac{49.13\times 1}{(570)(20-1.5)} + \sqrt{\left(\frac{49.13\times 1}{(570)(20-1.5)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7\times 2.4}{2040}\right)^2}} = 1334.5cm$$

$$L_p = 260.15cm \leq L_b = 400cm \leq L_r = 1334.5cm$$

وضعیت خمش:کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی

گام ۳- محاسبه ظرفیت خمش حول محور قوی و ضعیف

برای محاسبه C_b نیاز به معادله لنگر می‌باشد که برای مقطعی به فاصله x از تکیه‌گاه به صورت زیر بدست می‌آید:

$$M_{ux} = R_u x - q_u\frac{x^2}{2} \rightarrow M_{ux} = -x^2 + 4x$$

$$M_A\left(x = \frac{1}{4}\times 4\right) = -(1)^2 + 4\times 1 = 3\ ton.m$$

$$M_B\left(x = \frac{2}{4}\times 4\right) = -(2)^2 + 4\times 2 = 4\ ton.m$$

$$M_C\left(x = \frac{3}{4}\times 4\right) = -(3)^2 + 4\times 3 = 3\ ton.m$$

$$M_{max} = M_B = 4\ ton.m$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}R_m = \frac{12.5\times 4}{(2.5\times 4)+(3\times 3)+(4\times 4)+(3\times 3)}\times 1 = 1.136$$

$$IPB20 \rightarrow Z_x = 620.0cm^3$$

$$M_{px} = Z_x f_y = 620\times 2.4 = 1488\ ton.cm$$

$$M_{nx} = C_b[M_{px} - (M_{px} - 0.7f_y S_x)(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}) \leq M_{px}$$

$$M_{nx} = 1.136\left[1488 - (1488 - 0.7\times 2.4\times 570)\left(\frac{400-260.2}{1334.5-260.2}\right)\right] = 1611.9ton.cm \nleq$$

$$1488\ ton.cm \rightarrow M_{nx} = 1488\ ton.cm$$

$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1488 = 1339.2\ ton.cm$

$Z_y = 2 \times \frac{t_f \times {b_f}^2}{4} = \frac{t_f \times {b_f}^2}{2} = \frac{1.5 \times 20^2}{2} = 300\text{cm}^3$

$\phi_b M_{ny} = 0.9 \times 303.4 \times 2.4 = 648\ ton.cm$

گام ۴- کنترل خمش دو محوره

در محل اعمال بار متمرکز

$$\begin{cases} M_{ux} = 3ton.m = 300ton.cm \\ M_{uy} = 2.25ton.m = 225ton.cm \end{cases}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{300}{1339.2} + \frac{225}{648} = 0.57 \leq 1$$

در مقطع وسط دهانه

$$\begin{cases} M_{ux} = 4ton.m = 400ton.cm \\ M_{uy} = 1.5ton.m = 150ton.cm \end{cases}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{400}{1339.2} + \frac{150}{648} = 0.53 \leq 1$$

مقطع جوابگو می‌باشد ولی لازم است پروفیل با شماره کمتر از IPB20 مورد بررسی قرار گیرد.

گام ۵- حدس مقطع اولیه برای طراحی تیر

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{M_{ux}}{\phi_b Z_x f_y} + \frac{M_{uy}}{\phi_b Z_y f_y} = \frac{400}{0.9 \times Z_x \times 2.4} + \frac{150}{0.9 \times 0.5 Z_x \times 2.4} \leq 1.0$$

$$\rightarrow Z_x \geq 324 \rightarrow try\ IPB16$$

۵-۶ تیرهای لانه زنبوری

هدف از ساخت تیر لانه زنبوری که به نوعی مزایای اصلی آن نیز محسوب می‌گردد، این است که تیر بتواند لنگر خمشی بیشتری را با خیز (تغییر شکل) نسبتاً کم و همچنین وزن کمتر در مقایسه با تیر نورد شده مشابه تحمل کند. در کنار مزایای فوق، به دلیل ضعف شدید ظرفیت برشی این نوع مقاطع، در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ استفاده از آنها به شرح زیر محدود شده است که ملاک عمل در استفاده از این نوع تیرها را تعیین می‌کند.

الف) قابهای خمشی: در الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قابهای خمشی معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب قسمت (پ) بندهای (۱ـ۷ـ۳ـ۱۰)، (۱ـ۸ـ۳ـ۱۰) و (بند ۱۰ـ۳ـ۹ـ۱) مقرر شده است که استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی در قابهای خمشی مجاز نیست. همچنین در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر و در نیمه میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ب) قابهای مهاربندی شده همگرا: در الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قابهای مهاربندی شده همگرای معمولی و ویژه به ترتیب در قسمت (ب) بند (۱۰ـ۳ـ۱۰ـ۲) و (چ) بند (۱۰ـ۳ـ۱۱ـ۱) مقرر شده است که تعبیه سوراخهای متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و ۸) مجاز نیست. همچنین در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومتهای طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومتهای طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

پ) قابهای مهاربندی شده واگرا: در قسمت (ب) بند (۱۰ـ۳ـ۱۲ـ۱) الزامات تکمیلی {کانال همراه ناظر ساختمان} طراحی لرزه‌ای قابهای مهاربندی شده واگرا مقرر شده است که جان (یا جانها) باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچگونه بازشویی نباید ایجاد شود.

بنابراین طبق ضوابط فوق استفاده از تیرهای لانه زنبوری در «اعضای اصلی باربر جانبی ساختمان» در قابهای خمشی و همچنین در دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی همگرا و واگرا و کلیه دهانه‌هایی که در (مسیر) انتقال نیروی زلزله به پایه ساختمان مشارکت دارند مجاز نیست. استفاده از تیرهای لانه زنبوری به عنوان تیرچه‌های سقف و یا در تیرهای ساده (دو سر مفصل) در دهانه‌های فاقد مهاربند مناسب است.

توجه ۱: کاربرد تیر لانه زنبوری در سقف کامپوزیت ممنوع است.

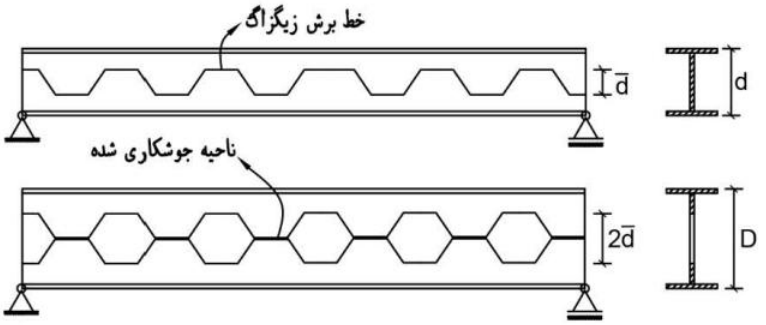
توجه ۲: پرکردن سوراخهای تیر لانه زنبوری با بتن در تیرهای سقف مناسب است.

توجه ۳: برشکاری تیر لانه زنبوری در کارخانه با گیوتین انجام می‌شود و برشکاری کارگاه به صورت حرارتی است که مطلوب نمی‌باشد.

۵-۶-۱ ساختار لانه زنبوری

از نیمرخهای گرم نورد شده کارخانه‌ای با ایجاد یک الگوی برش در جان تیر و اتصال دو قسمت بریده شده به یکدیگر، تیر لانه زنبوری بدست می‌آید. در این تیرها، سوراخهایی به صورت متوالی در جان تیر ایجاد شده و تیر جدید دارای ارتفاعی بیشتر از تیر نورد شده اولیه می‌باشد. در این حالت افزایش ارتفاع تیر موجب افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت خمشی تیر گردیده، بدون آنکه تغییر قابل ملاحظه‌ای در وزن تیر ایجاد گردد. به طوریکه برای مقاطع I شکل این افزایش مقاومت بیشتر از میزان افزایشی است که در ارتفاع اتفاق می‌افتد. در همین ارتباط لازم است موضوع افزایش ارتفاع تیرهای لانه زنبوری و امکان بیشتر شدن این ارتفاع از ضخامت سقف (حدوداً ۳۰ سانتیمتر) مورد توجه قرار گیرد. چه بسا استفاده از تیر لانه زنبوری طراح را مجبور به استفاده از سقف کاذب نماید.

در تیرهای نورد شده معمولی تأمین افزایش لنگر اینرسی و مقاومت خمشی از طریق افزایش ارتفاع به این صورت انجام می‌گیرد که در وسط تیر یک برش طولی مطابق شکل ۵–۲۱ انجام می‌گیرد. این برش به صورت زیگزاگ است و قسمت بریده شده فوقانی با یک پله انتقال روی قسمت بریده شده تحتانی حرکت کرده و دو قسمت به یکدیگر جوش می‌شوند.



شکل ۵–۲۱ تیر لانه زنبوری ساخته شده از پروفیل معمولی

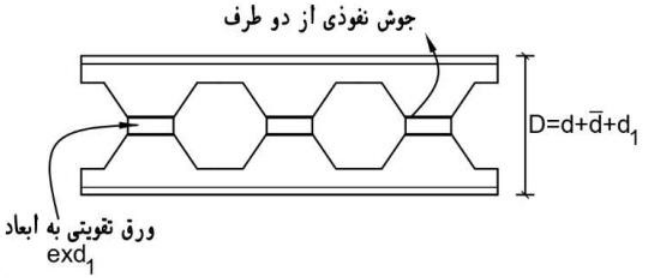
دو قسمت نیمه شده تیر که با جوش نفوذی از دو طرف به یکدیگر متصل می‌شوند، تشکیل یک تیر لانه زنبوری با سوراخهای متوالی در جان خود را می‌دهد که در آن ارتفاع تیر به اندازه $\bar{d}$ که همان ارتفاع برش زیگزاگ است، افزایش پیدا کرده است. در تیرهای لانه زنبوری که معمولاً برای افزایش باربری تیر بکار می‌روند، موارد زیر باید در نظر گرفته شود:

الف) افزایش ارتفاع تیر می‌تواند مقاومت خمشی و سختی خمشی تیر را حدوداً به ترتیب با نسبت $\frac{D}{d}$ و $\frac{D^2}{d^2}$ افزایش دهد. هر چند که $\bar{d}$ در رابطه $0 < \bar{d} < d - 2t_f$ صدق می‌کند، ولی معمولا $\bar{d} = \frac{d}{2}$ منظور می‌گردد، بنابراین مقاومت خمشی یا اساس مقطع تیر لانه زنبوری حدوداً ۱/۵ برابر مقطع تیر اصلی و سختی خمشی یا لنگر اینرسی مقطع تیر لانه زنبوری حدوداً ۲/۲۵ برابر مقطع تیر اصلی می‌باشد.

ب) در صورتی که نیاز باشد مقاومت خمشی و سختی خمشی افزایش یابد، می توان از ورقهای تقویتی به منظور افزایش ارتفاع جان تیر استفاده نمود که در این صورت طبق شکل ۵–۲۲ هندسه سوراخها به صورت هشت ضلعی بدست می‌آید.

ج) سوراخهای متوالی ایجاد شده در جان تیر، اگر چه برای عبور لوله‌های تأسیسات و برق مفید است، امّا این سوراخها باعث می‌گردد که پیوستگی در تنشهای برشی عمودی در جان تیر را مخدوش نموده و تنشهای خمشی اضافی در اطراف سوراخها به وجود

می‌آورد. از طرفی وجود سوراخها تنشهای برشی غیر یکنواختی در دو قسمت فوقانی و تحتانی مقطع لانه زنبوری ایجاد کرده که این تنشها حدوداً بیش از دو برابر تنشهای برشی در تیر با جان پر متناظر است.



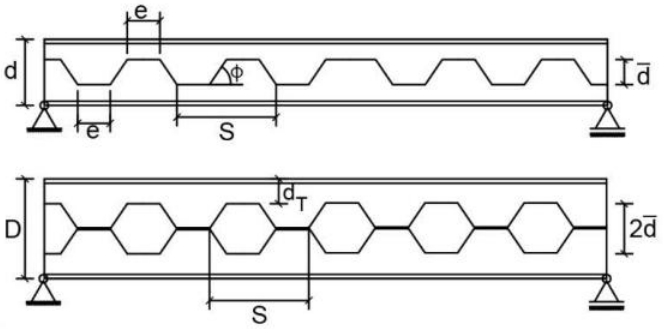
شکل ۵–۲۲ تیرلانه زنبوری ساخته شده با ورق تقویتی اضافی

د) وجود سوراخها موجب می‌شود که تغییرشکلهای برشی اضافی در تیر ایجاد گردد که برای محاسبه این تغییرشکلها، اثر سوراخها در محاسبه لنگر اینرسی تیر باید در نظر گرفته شود.

ه) از آنجا که کلیه ضعفهای به وجود آمده در تیرهای لانه زنبوری معمولاً به دلیل وجود سوراخهای متوالی در جان تیر است، لذا چنانچه تیر در هر یک از معیارهای کنترل پاسخگو نباشد می‌توان با پرکردن سوراخ، ضعف به وجود آمده را جبران نمود.

۵-۶-۲ مشخصات هندسی سوراخ‌ها

یک نمونه از الگو برش در شکل ۵–۲۳ نشان داده شده است. مقادیر $\bar{d}, \phi, e$ می‌تواند توسط طراح انتخاب گردد.



شکل ۵–۲۳ مشخصات هندسی تیر اصلی و تیر لانه زنبوری

با داشتن $\bar{d}, \phi, e$ وبا توجه به شکل ۵–۲۳ می‌توان مقادیر d_T, D, S را از روابط زیر بدست آورد:

$$S = 2\left(e + \bar{d}\cot\phi\right)$$

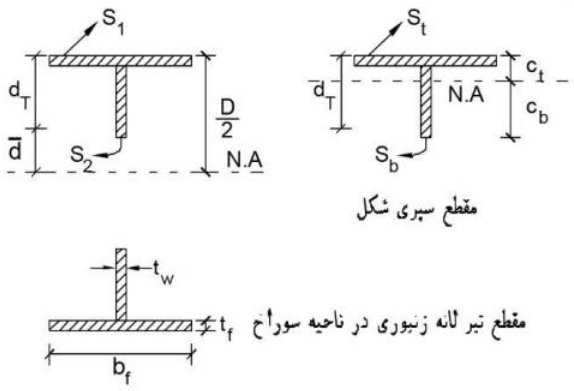
$$D = d + \bar{d}$$

$$d_T = \frac{D - 2\bar{d}}{2} = \frac{d - \bar{d}}{2}$$

S گام سوراخ‌ها D ارتفاع تیر لانه زنبوری

$\bar{d}$	ارتفاع برش زیگزاگ	d_T	ارتفاع ناحیه سپری شکل
d	ارتفاع تیر اصلی	ϕ	زاویه برش سوراخ‌ها

زاویه ϕ معمولاً حدود ۴۵ تا ۶۰ درجه در نظر گرفته می‌شود. چنانچه مقدار زاویه ϕ برابر ۹۰ درجه در نظر گرفته شود، سوراخهای بدست آمده در تیر به صورت مربع مستطیل خواهد بود. انتخاب مقادیر e و $\bar{d}$ و زاویه ϕ نقش بسیار مؤثری در محدود نمودن تنشهای برشی و محوری خواهد داشت. مشخصات هندسی مقطع تیرهای لانه زنبوری در محل سوراخ و مقطع T شکل فوقانی یا تحتانی به صورت شکل ۵–۲۴ می‌باشد.



شکل ۵–۲۴ مقطع تیر لانه زنبوری در سوراخ‌ها و مقطع Tشکل

$$I_g = 2\left(I_t + A_t\left(\frac{D}{2} - C_t\right)^2\right)$$

$$S_1 = \frac{I_g}{\frac{D}{2}}$$

$$S_2 = \frac{I_g}{\bar{d}}$$

$$S_t = \frac{I_t}{C_t}$$

$$S_b = \frac{I_t}{C_b}$$

I_g	لنگر اینرسی مقطع زنبوری در محل سوراخ حول محور خنثی		
I_t	لنگر اینرسی مقطع سپری شکل حول محور خنثی	A_t	مساحت قسمت سپری شکل
S_1	اساس مقطع تیر لانه زنبوری در تار انتهایی	S_2	اساس مقطع تیر لانه زنبوری در تار نظیر محل سوراخ
C_t	فاصله از تار خنثی تا بالاترین تار مقطع سپری	C_b	فاصله از تار خنثی تا پایینترین تار مقطع سپری
S_t	اساس مقطع قسمت سپری شکل در بالاترین تار	S_b	اساس مقطع قسمت سپری شکل در پایین‌ترین تار

به منظور محاسبه تنشهای برشی، مقادیر لنگر حداکثر در مقطع تیر لانه زنبوری و مقطع سپری شکل عبارت است از:

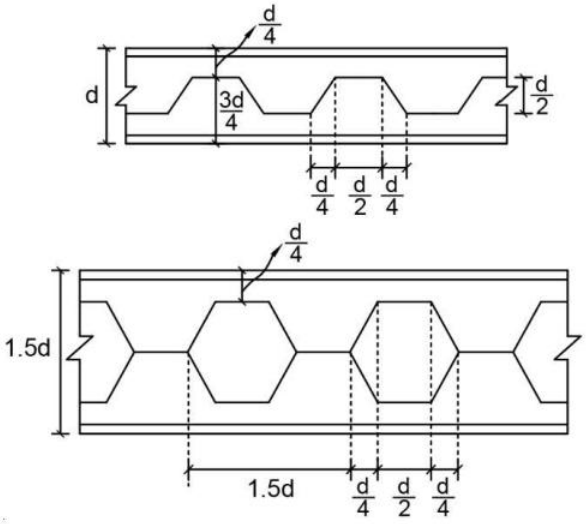
$$Q = A_t\left(\frac{D}{2} - C_t\right)$$

$$\bar{Q} = t_w\frac{C_b^2}{2}$$

Q	لنگر سطح حداکثر مقطع لانه زنبوری	$\bar{Q}$	لنگر سطح حداکثر مقطع سپری شکل

t_w ضخامت جان مقطع سپری شکل

معمولاً در جدول پروفیلهای ساختمانی از برش پای نر برای تیرهای لانه زنبوری استفاده می‌شود. این برش استاندارد در شکل ۵–۲۵ نشان داده شده است و مشخصات آن به شرح زیر است:



شکل ۵–۲۵ تیر لانه زنبوری با برش پای نر

با توجه به شکل ۵–۲۵

$$e = \bar{d} = \frac{d}{2}$$
$$tan\,\phi = 2$$

با استفاده از رابطه فوق:

$$S = 2\left(e + \bar{d}\,cot\,\phi\right) = 2\left(\frac{d}{2} + \frac{d}{2} \times \frac{1}{2}\right) = 1/5d$$
$$D = d + \bar{d} = d + \frac{d}{2} = 1/5d$$
$$d_T = \frac{d - \bar{d}}{2} = \frac{d - \frac{d}{2}}{2} = \frac{d}{4}$$

۵-۶-۳ معیارهای طراحی در تیرهای لانه زنبوری

معیارهای طراحی در تیرهای لانه زنبوری شامل معیار خمش،کمانش موضعی، برش قائم، برش افقی، تنش خمشی شعاعی و تنش فشاری مستقیم در جان تیر لانه زنبوری است که از این معیارها عموماً معیار خمش و معیار برش قائم تعیین کننده بوده و نیاز به کنترل دارد.

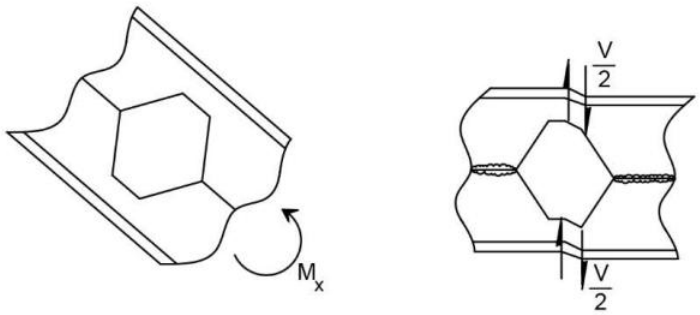
۵-۶-۳-۱ معیار خمش

به طور کلی تغییرشکلهای ایجاد شده در تیرهای لانه زنبوری دو قسمت است:

قسمت اول که مربوط به تغییرشکلهای خمشی است که با فرض اساسی تئوری خمشی ساده که در آن کلیه صفحات عمود بر تار خنثی پس از تغییرشکل، صفحه باقی می‌مانند، بدست می‌آید.

قسمت دوم که مربوط به تغییرشکلها به دلیل وجود سوراخهای متوالی در جان تیر است که در اثر آن نیروهای برشی در تیر ایجاد تغییرشکلهای اضافی می‌کنند.

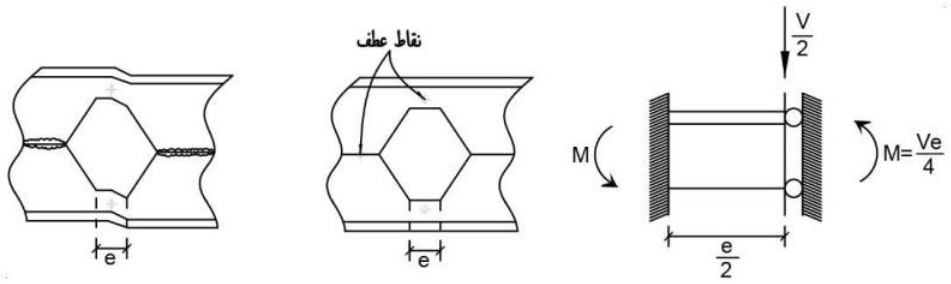
در شکل ۵–۲۶ یک محدوده از سوراخ لانه زنبوری به همراه تغییرشکلهای خمشی و برشی آن نشان داده شده است.



ب)تغییر شکل برشی الف)تغییر شکل خمشی

شکل ۵–۲۶ تغییرشکل‌های خمشی و برشی در تیر لانه زنبوری

تغییرشکل برشی و نمودار آزاد ناحیه سوراخ دار در فاصله e که دارای مقطع سپری است در شکل ۵–۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۵–۲۷ نمودار آزاد مقطع سپری شکل تحت اثر نیروهای برشی

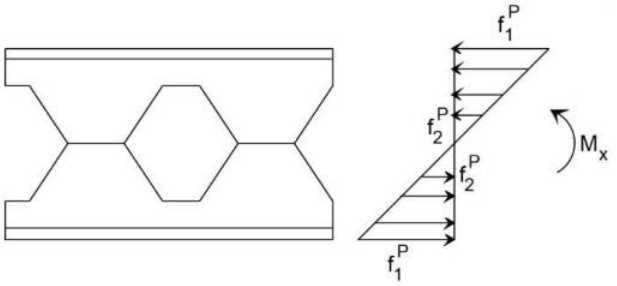
بنابراین تنشهای خمشی در مقطع لانه زنبوری دو دسته هستند.

دسته اوّل که تنشهای محوری ناشی از خمش اصلی M_x هستند که دارای توزیع خطی در عمق D می‌باشند.

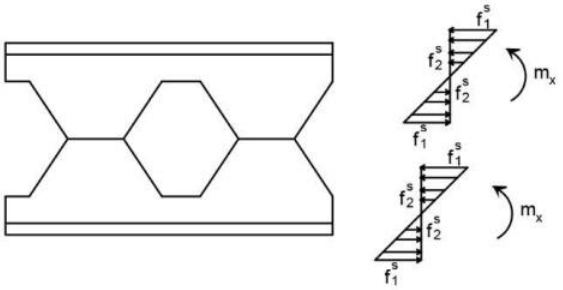
دسته دوم که تنشهای محوری ناشی از خمش ثانویه m_x که دارای توزیع خطی در عمق d_T هستند.

از آنجا که ترکیب تنشهای محوری ناشی از خمش اصلی و خمش ثانویه در نقاط مختلف در عمق تیر ملاک عمل می‌باشد لذا مقادیر ترکیب تنشها را در فواصل S در طول تیر تعیین کرده و با مقادیر مجاز کنترل می‌کنیم.

در شکل ۵–۲۸ چگونگی توزیع تنشهای خمشی اصلی و ثانویه در عمق تیر نشان داده شده است. تنشهای محوری ناشی از خمش اصلی در تارهای بالایی و انتهایی مقطع زنبوری عبارتند از:



الف)تنشهای ناشی از خمش اصلی



ب)تنشهای ناشی از خمش ثانویه

شکل ۵–۲۸ چگونگی توزیع تنش‌های خمشی

$$f_1^p = \frac{M_x}{S_1}$$
$$f_2^p = \frac{M_x}{S_2}$$

f_1^p تنش محوری ناشی از خمش اصلی در دورترین تار

f_2^p تنش محوری ناشی از خمش اصلی در نزدیکترین تار

تنشهای محوری ناشی از خمش ثانویه در تارهای ابتدایی و انتهایی مقطع T شکل عبارتند از:

$$f_1^s = \frac{m_x}{S_t}$$
$$f_2^s = \frac{m_x}{S_b}$$

f_1^s تنش محوری ناشی از خمش ثانویه در بالاترین تار

f_2^s تنش محوری ناشی از خمش ثانویه در پایین‌ترین تار

در روابط فوق m_x عبارت است از:

$$m_x = \frac{V_x e}{4}$$

برای کنترل تنشهای ترکیبی در محل سوراخها، ابتدا m_x, V_x, M_x در سرتاسر طول تیر و در فواصل S تعیین می‌گردد و تنشهای حداکثر اصلی و ثانویه در این نقاط بدست می‌آید. مقادیر قدر مطلق تنشها جمع گردیده و به صورت کششی یا فشاری با تنشهای مجاز مقایسه می شود و نتیجه خواهد شد:

$$f_1 = |f_1^p| + |f_1^s| = \left|\frac{M_x}{S_1}\right| + \left|\frac{m_x}{S_t}\right|$$
$$f_2 = |f_2^p| + |f_2^s| = \left|\frac{M_x}{S_2}\right| + \left|\frac{m_x}{S_b}\right|$$

سوراخی که در آن تنشهای موجود f_1, f_2 از تنش مجاز کوچکتر نباشد، از لحاظ خمشی پاسخگو نبوده و بایستی پر گردد. تنش مجاز تیرهای لانه زنبوری از روابط بخش(۴ـ۸)تعیین می شود. با توجه به اینکه مقطع تیرهای لانه زنبوری را نباید فشرده در نظر گرفت، بنابراین حداکثر تنش مجاز خمشی این تیرها $\left(F_b = 0/6F_y\right)$خواهد بود. در مثال های این فصل با فرض وجود مهارهای جانبی مناسب، تنش مجاز تیرها $\left(F_b = 0/6F_y\right)$منظور گردیده است.

توجه ۱: در روابط فوق M از دیاگرام لنگر و m تابع برش بوده واز دیاگرام برش بدست می‌آید. با توجه به اینکه تعیین f_{max} جهت طراحی مورد نیاز است لذا یافتن f_{max} مسئله مهمی می‌باشد. بدیهی است f_{max} الزاماً به خاطر M_{max} (وسط دهانه) حاصل نمی‌شود، همچنین f_{max} الزاماً به خاطر V_{max} (تکیه‌گاه) حاصل نمی‌گردد. لذا لازم است محلی که در آن f ماکزیمم می‌شود با استفاده از رابطه تعیین نمود.

توجه ۲: اینکه در میان مهندسین محاسب رسم شده که در تیرهای لانه زنبوری سه سوراخ از طرفین و سه سوراخ از وسط تیر پر شود، هیچگونه معیار و توجیه محاسباتی ندارد، بلکه چه بسا سوراخهایی غیر از سوراخهای مذکور نیاز به پر شدن داشته باشد.

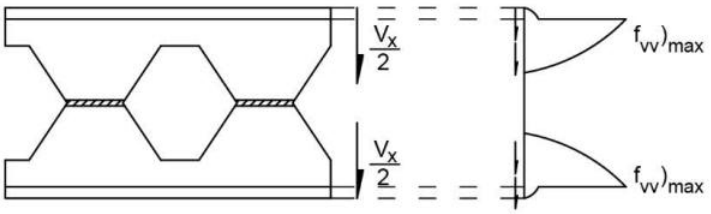
۵-۶-۳-۲ معیار کمانش موضعی اجزای سپری شکل

با توجه به اینکه اجزای مقطع سپری شکل تحت اثر تنشهای فشاری ناشی از خمش اولیه و ثانویه قرار می‌گیرند، بایستی دارای مقاومت و سختی کافی در مقابل کمانشهای موضعی باشند. بنابراین اجزای مقطع باید روابط زیر را برآورده نمایند:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{795}{\sqrt{F_y}}$$
$$\frac{d_T}{t_w} \le \frac{1065}{\sqrt{F_y}}$$

۵-۶-۳-۳ معیار برش قائم

برش موجود در تیر لانه زنبوری به دو قسمت تقسیم شده و به صورت جداگانه روی دو مقطع سپری شکل، تنش برشی ماکزیمم را به صورت زیر و مطابق شکل ۵ـ۲۹ به وجود می‌آورد.



شکل ۵–۲۹ توزیع تنش برشی قائم در تیر لانه زنبوری

$$(f_{vv})\frac{\frac{V_x}{2}\bar{Q}}{I_t t_{w_{v_{y_{max}}}}}$$

در محاسبه تنشهای برشی ماکزیمم می‌توان به جای رابطه دقیق (۵ــ۳۴) از رابطه قابل قبول (۵ــ۳۵) نیز استفاده کرد.

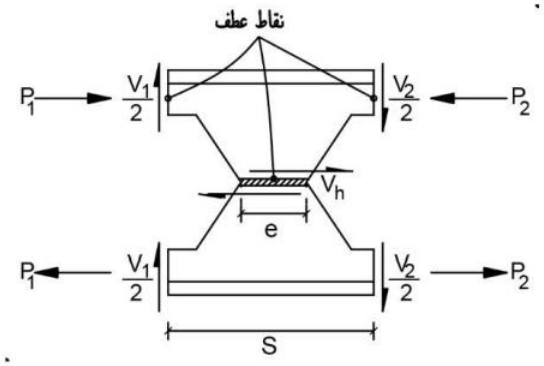
$$(f_{vv})\frac{V_x}{2d_T t_{w_{v_{y_{max}}}}}$$

در صورتی که روابط فوق ارضاء نشود، باید مقطع سوراخ را در این ناحیه پر نمود که در صورت پر شدن سوراخ، تنش برشی در مقطع با جان پر به صورت زیر کنترل می‌شود:

$$f_v = \frac{V_x}{Dt_w} \leq F_v = 0/4F_y$$

۵-۶-۳-۴ معیار برش افقی

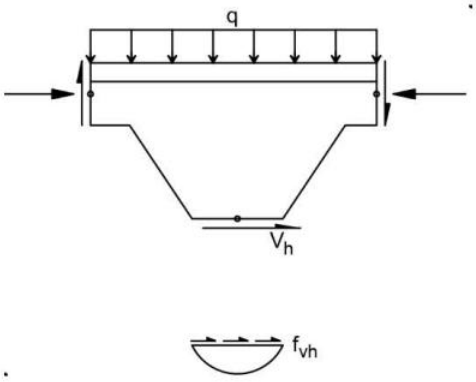
نمودار نیروهای وارده در حد فاصل یک گام سوراخ در شکل ۵–۳۰ نشان داده شده است. چنانچه جریان برش افقی در محور میانی تیر بدست آید و در طول S ضرب شود، کل نیروی برشی افقی در فاصله S بدست می‌آید. با توجه به اینکه در یک گام S فقط در طول e مقطع طولی پر و در بقیه جاها سوراخ می‌باشد ، لذا مقدار نیروی برشی مؤثر در فاصله e برابر است با:



شکل ۵–۳۰ توزیع نیروهای برشی در یک سوراخ تیر لانه زنبوری

$$V_h = qS$$

در رابطه فوق $q = \frac{VQ}{I_g}$ جریان برش افقی در محل محور خنثی تیر می‌باشد. چنانچه مقدار برش در طول یک سوراخ ثابت فرض شود، تنش برشی افقی در جان تیر و در فاصله e به صورت شکل ۵–۳۱ توزیع سهمی شکل داشته و حداکثر آن حدود یک و نیم برابر مقدار متوسط آن می‌باشد.



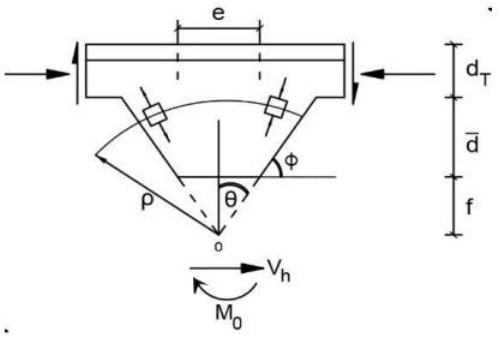
شکل ۵–۳۱ نحوه توزیع تنش برشی افقی در جان

$$f_{vh} = 1/5\frac{V_h}{et_w} \leq F_v = 0/4F_y$$

در صورتی که رابطه فوق جوابگو نباشد و مقدار تنش برشی از مقدار مجاز آن بیشتر گردد با پر کردن سوراخ تیر در این ناحیه می‌توان این نقیصه را از بین برد.

۵-۶-۳-۵ معیار تنش خمشی شعاعی

همانگونه‌که در شکل ۵–۳۲ نشان داده شده است، نیروی برش افقی V_h در جان تیر و در محدوده $\bar{d}$ ایجاد لنگر خمشی کرده‌که این لنگر می‌تواند جان تیر در محدوده سوراخ را دچار ناپایداری ناشی از خمش نماید.



شکل ۵–۳۲ تنش‌های خمشی شعاعی ایجاد شده در جان تیر

نیروی برشی افقی V_h و لنگر خمشی در شعاعی به اندازه ρ ، تنش خمشی f_{br} ایجاد می‌کند که روی یک مقطع مستطیل کمانی شکل به ضخامت t_w و طول $2\rho\theta$ به صورت خطی تغییر می‌کند. بنابراین می‌توان نوشت:

$$M_\circ = V_h f$$

$$f = \frac{e}{2\tan\theta}$$
$$f_{br} = \frac{(V_h\rho - V_h f)}{(2\rho\theta)^2 \frac{t_w}{6}}$$

در رابطه فوق f_{br} تابعی از ρ است، لذا مقدار حداکثر آن را باید تعیین نمود:

$$\frac{\partial f_{br}}{\partial \rho} = 0 \Rightarrow (f_{br})_{max} \frac{3}{4}\frac{V_h \tan\theta}{t_w \theta^2 e}$$

θ بر حسب رادیان

مقدار تنش مجاز خمشی شعاعی نیز به صورت زیر تعیین می‌شود که در این رابطه $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$ است:

$$F_{br} = \left[1 - \frac{10/434}{C_c^2}\left(\frac{\bar{d}}{t_w}\right)^2\right] 0/6F_y$$

چنانچه در ناحیه‌ای از تیر لانه زنبوری، تنشهای خمشی شعاعی از مقادیر مجاز تجاوز کند، باید سوراخ در آن ناحیه پر گردد.

۵-۶-۳-۶ معیار تنش فشاری مستقیم در جان تیر لانه زنبوری

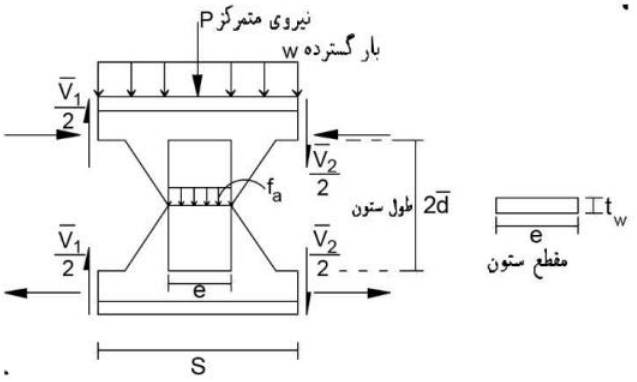
نیروهای وارده برروی تیر لانه زنبوری شامل نیروهای گسترده یکنواخت و نیروی متمرکز چنانچه روی بال فوقانی تیر وارد گردند مطابق شکل ۵–۳۳ نصف از بارهای فوق در ناحیه سوراخ دار جان باید از مقطع جان به ابعاد $e \times t_w$ بگذرند.

با توجه به اینکه جان تیر در ارتفاع $2\bar{d}$ مانند یک ستون فشاری عمل می‌کند بایستی بدون آنکه ناپایداری در آن ایجاد گردد، تنشهای فشاری f_a را مطابق رابطه زیر تحمل کند:

$$f_a = \frac{\frac{wS}{2} + \frac{P}{2}}{e t_w} \le F_a$$

تنش مجاز فشاری بر حسب لاغری ستون یعنی $\frac{2\bar{d}}{r}$ تعیین می‌گردد که در آن $2\bar{d}$ ارتفاع ستون و r شعاع ژیراسیون است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$r = \frac{t_w}{\sqrt{12}}$$



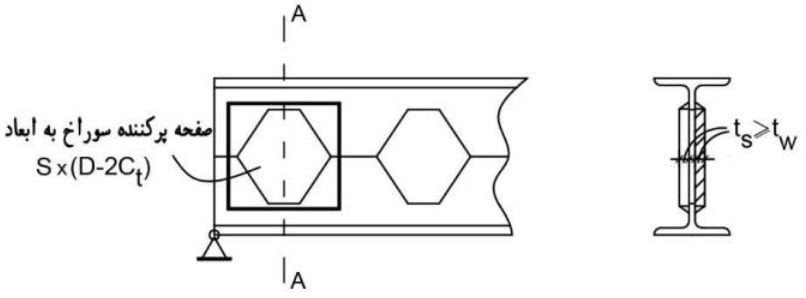
شکل ۵–۳۳ تنش‌های فشاری مستقیم در جان تیر لانه زنبوری

با تعیین لاغری ستون، تنش مجاز فشاری برحسب جداول و یا روابط ارائه شده در فصل طراحی قطعات فشاری تعیین می‌شود.

در صورتی که رابطه (۵ــ۴۴) محقق نگردد می‌توان در ناحیه مورد نظر مقطع سوراخ را پر نموده و همچنین از سخت‌کننده عمود بر صفحه جان به منظور افزایش ظرفیت باربری فشاری استفاده نمود.

به منظور طراحی تیرهای لانه زنبوری ابتدا باید دیاگرام لنگر خمشی M_x و نیروی برشی V_x در طول تیر رسم گردد و مقادیر عددی آنها در فواصل سوراخهای تیر لانه زنبوری تعیین شود. سپس با توجه به لنگر خمشی حداکثر، مقطع ابعاد تیر لانه زنبوری و آرایش سوراخها تعیین می‌گردد.

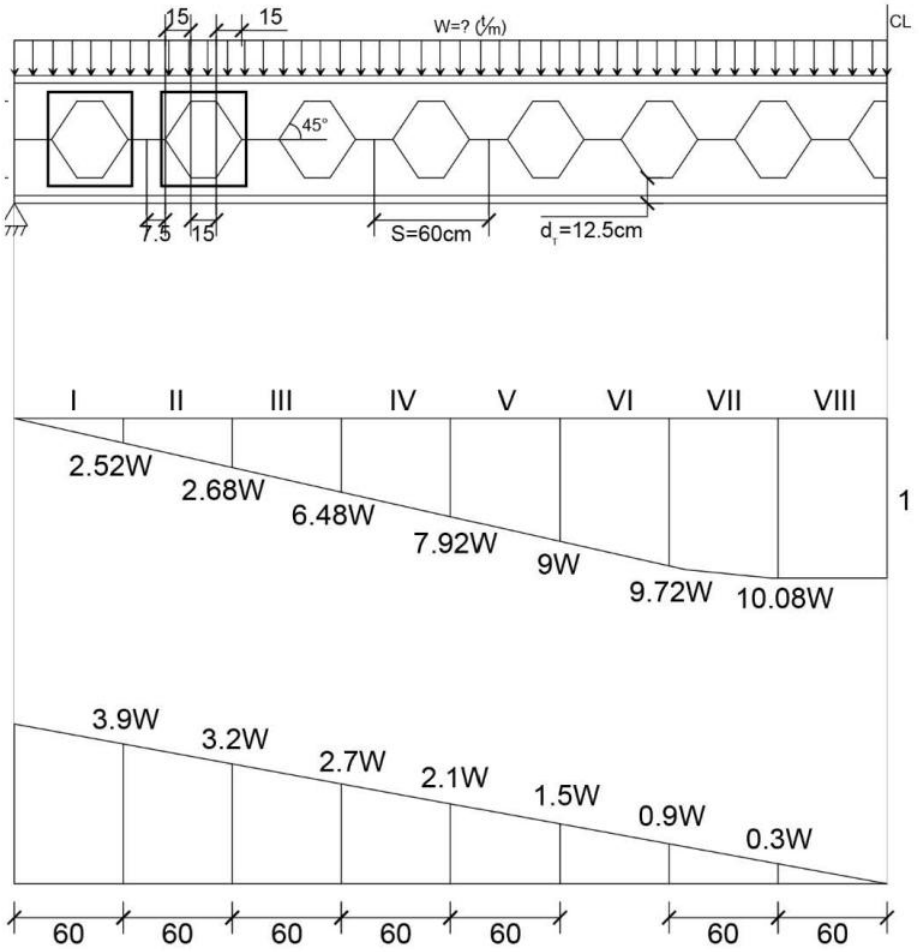
با کنترل معیارهای فوق در طول تیر چنانچه در ناحیه‌ای از تیر لانه زنبوری پرکردن سوراخها لازم باشد، ورق پرکننده سوراخ بهتر است به صورت مضاعف در طرفین جان و یا یکطرفه در داخل جان و با حداقل ضخامت جان مطابق شکل ۵ــ۳۶ اجرا گردد. جوش اتصال ورق به جان باید قابلیت تحمل برش ظرفیت مقطع را داشته باشد. همچنین ارتفاع این ورق به نحوی انتخاب گردد که در ناحیه صاف جان تیر قرارگیرد.



شکل ۵ــ۳۶ــ نحوه پرکردن سوراخ در تیرلانه زنبوری

مثال ۵-۹

تیری با دهانه ۹ متر با مقطع $IPE40$ زنبوری شده در شکل ۵ــ۳۷ موجود است. مشخصات این تیر شامل $(e = 15cm, \bar{d} = 15cm, \phi = 45^\circ)$ می‌باشد و دو سوراخ منتهی به دو انتهای تیر پر گردیده است. مطلوب است تعیین میزان بارگسترده یکنواختی که این تیر می‌تواند تحمل کند.



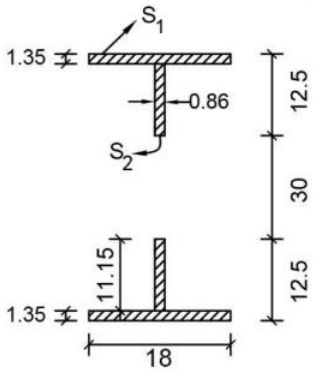
شکل ۵ـ۳۷ـ دیاگرام لنگرخمشی و نیروی برشی تیر (مثال ۵ـ۴)

حل:

از آنجا که از برش پای نر استفاده نشده است باید مقادیر S, D, d_T از روابط مربوطه محاسبه می گردد:

$$\begin{cases} S = 2\left(e + \bar{d}\,cot\,\phi\right) = 2(15 + 15\,cot\,45^\circ) = 60 \quad cm \\ D = d + \bar{d} = 40 + 15 = 55 \quad cm \\ d_T = \dfrac{d - \bar{d}}{2} = \dfrac{40 - 15}{2} = 12/5 \quad cm \end{cases}$$

مقطع تیر لانه زنبوری مطابق شکل زیر است.



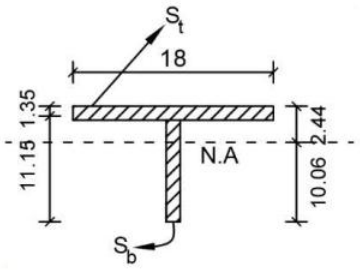
مشخصات مقطع لانه زنبوری به شرح زیر است:

$$I_g)_x = \frac{1}{12} \times 18 \times 55^3 - \frac{(18 - 0/86)(55 - 2 \times 1/35)^3}{12} - \frac{1}{12} \times 0/86 \times 30^3 = 43296/3 cm^4$$

$$S_1 = \frac{I_g}{\frac{D}{2}} = \frac{43296/3}{\frac{55}{2}} = 1574/4 \quad cm^3$$

$$S_2 = \frac{I_g}{\bar{d}} = \frac{43296/3}{15} = 2886/42 \quad cm^3$$

مشخصات مقطع سپری در شکل زیر رسم شده است.



خصوصیات هندسی مقطع به شرح زیر است:

$$C_b = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{11/15 \times 0/86 \times 5/58 + 1/35 \times 18 \times 11/83}{11/15 \times 0/86 + 1/35 \times 18} = 10/06 \quad cm$$

$$C_t = 12/5 - 10/06 = 2/44 \quad cm$$

$$A_t = 1/35 \times 18 + 11/15 \times 0/86 = 33/9 \quad cm^2$$

$$I_t = \frac{1}{12} \times 0/86 \times 11/15^3 + 11/15 \times 0/86 \times (10/06 - 5/58)^2 + \frac{1}{12} \times 18 \times 1/35^3$$

$$+1/35 \times 18 \times (2/44 - 0/68)^2 = 370/76 \quad cm^4$$

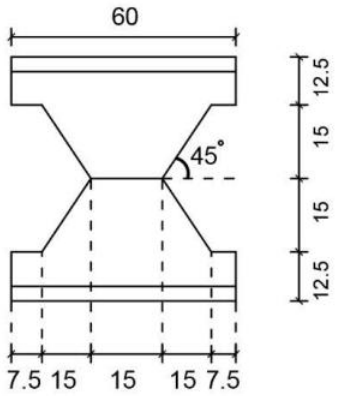
$$S_t = \frac{I_t}{C_t} = \frac{370/76}{2/44} = 151/95 \quad cm^3$$

$$S_b = \frac{I_t}{C_b} = \frac{370/76}{10/06} = 36/85 \quad cm^3$$

$$\bar{Q} = t_w \frac{C_b^2}{2} = 0/86 \times \frac{(10/06)^2}{2} = 43/5 \quad cm^3$$

$$Q = A_t\left(\frac{D}{2} - C_t\right) = 33/9(27/5 - 2/44) = 849/53 \quad cm^3$$

در شکل زیر نمای تیر لانه زنبوری در یک گام رسم شده است.



معیارهای طراحی به صورت زیر کنترل می‌شوند:

گام ۱- معیار خمش

$$f_1^p = \frac{M_x}{S_1}, f_1^s = \frac{m_x}{S_t}$$
$$f_2^P = \frac{M_x}{S_2}, f_2^s = \frac{m_x}{S_b}$$
$$m_x = \frac{V_x e}{4} = \frac{V_x \times 0/15}{4} = 0/0375V_x$$

جدول نیروها و تنشها در نواحی هشت گانه تیر به صورت زیر است.

واحد	ناحیه	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$t.m$	M_x	2.52w	4.68w	6.48w	7.92w	9w	9.72w	10.08w	10.125w
t	V_x	4.5w	3.9w	3.3w	2.7w	2.1w	1.5w	0.9w	0.3w
$t.m$	m_x	*	*	0.124w	0.101w	0.079w	0.056w	0.034w	0.011w
kg/cm^2	f_1^p	160.06w	297.25w	411.6w	503w	571.6w	617.4w	640.2w	643.1w
kg/cm^2	f_2^p	87.3w	162.14w	224.5w	274.4w	311.8w	336.75w	349.2w	350.8w
kg/cm^2	f_1^s	*	*	81.44w	66.63w	51.83w	37.02w	22.2w	7.40w
kg/cm^2	f_2^s	*	*	335.8w	274.7w	213.7w	152.6w	91.6w	30.5w
kg/cm^2	$f_1^p + f_1^s$	160.06w	297.25w	493.04w	569.63w	623.43w	654.42w	662.4w	650.5w
kg/cm^2	$f_2^p + f_2^s$	87.3w	162.14w	560.3w	549.1w	525.5w	489.35w	440.8w	381.3w
تنش بحرانی		160.06w	297.25w	560.3w	569.63w	623.43w	654.4w	662.4w	650.5w

× مشاهده می‌شود که در نواحی I و II به دلیل پر بودن سوراخها از لنگرهای ثانویه صرفنظر می‌شود.

$$f_b = 662/4w \le F_b = 0/6F_y = 1440 \quad \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow w \le 2/14 \quad \frac{t}{m}$$

گام ۲- معیار کمانش موضعی اجزای سپری شکل

طبق شکل ۵ــ۳۹ ابعاد مقطع سپری را به منظور جلوگیری از کمانش موضعی کنترل می‌شود:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{795}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{18}{2\times 1/35} = 6/67 \le \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16/23$$

$$\frac{d_T}{t_w} \le \frac{1065}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{12/5}{0/86} = 14/53 \le \frac{1065}{\sqrt{2400}} = 21/47$$

گام ۳- معیار برش قائم در تیر لانه زنبوری

با توجه به اینکه دو سوراخ اول (ناحیه I و II) پر گردیده لذا اولین پانلی که در آن برش حداکثر است پانل III است. بنابراین با توجه به دیاگرام برش، مقدار برش در سوراخ سوم برابر است با:

$$V_x = 3/3w$$

$$(f_{vv})\frac{\frac{V_x}{2}\bar{Q}}{I_t t_w}\frac{3/3w\times 1000\times 43/5}{2\times 370/76\times 0/86}\ \frac{kg}{cm^2}_{max}$$

$$F_v = 0/4F_y = 0/4\times 2400 = 960\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$(f_{vv})v\ \ \frac{t}{m}_{max}$$

گام ۴- معیار برش افقی

با توجه به شکل ۵ــ۳۷ حداکثر نیروی برشی افقی بین ناحیه III و IV به وقوع می‌پیوندد. بنابراین از متوسط نیروی برشی نواحی III و IV استفاده می‌شود:

$$V = \frac{3/3w + 2/7w}{2} = 3w$$

$$V_h = \frac{VQ}{I_g}S = \frac{3w\times 1000\times 849/53}{43296/3}\times 60 = 3531/8w$$

$$(f_{vh})\frac{3}{2}\frac{V_h}{et_w}\frac{3}{2}\frac{3531/8w}{15\times 0/86}\ \frac{t}{m}_{max}$$

گام ۵- معیار تنش خمشی شعاعی

$$\theta = \frac{\pi}{4} \Rightarrow \tan\theta = 1$$

$$(f_{br})\frac{3}{4}\frac{V_h \tan\theta}{t_w\theta^2 e}\frac{3}{4}\frac{(3531/8w)\times 1}{0/86\times\left(\frac{\pi}{4}\right)^2\times 15}_{max}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2/1 \times 10^6}{2400}} = 131/42$$

$$F_{br} = \left[1 - \frac{10/434}{C_c^2}\left(\frac{\bar{d}}{t_w}\right)^2\right] 0/6F_y = \left[1 - \frac{10/434}{(131/42)^2}\left(\frac{15}{0/86}\right)^2\right] \times 0/6 \times 2400$$

$$\Rightarrow F_{br} = 1175/35 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

$$(f_{br})br \quad \frac{t}{m_{max}}$$

گام ۶- معیار تنش فشاری مستقیم در جان تیر لانه زنبوری

$$f_a = \frac{\frac{wS}{2}}{et_w} = \frac{w \times 60 \times 10}{2 \times 15 \times 0/86} = 23/26w \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = \frac{t_w}{\sqrt{12}} = \frac{0/86}{\sqrt{12}} = 0/25 \Rightarrow \lambda = \frac{2\bar{d}}{r} = \frac{2 \times 15}{0/25} = 120 \Rightarrow F_a = 731 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a \leq F_a \Rightarrow 23/26w \leq 731 \Rightarrow w \leq 31/42 \frac{t}{m}$$

بنابراین میزان شدت بار حداقل بدست آمده از ۶ معیار فوق برابر است با:

$$w \leq min(2/17,4/26,2/34,3/53,31/42) = 2/17 \quad \frac{t}{m}$$

همانگونه که مشاهده می‌شود معیار تعیین کننده معیار خمشی است.

۴-۶-۵ راه حل ساده برای طراحی تیرهای لانه زنبوری

با توجه به اینکه کنترل ۶ معیار فوق در حل مسائل عملی وقتگیر و طولانی است و از طرفی معیار خمش و برش قائم نسبت به بقیه موارد معمولاً تعیین کننده هستند لذا در عمل فقط کنترلهای الف و ج انجام می‌شود. در این ارتباط مراحل گام به گام طراحی تیرهای لانه زنبوری به صورت زیر ارائه می‌شود:

گام ۱: رسم دیاگرام برش و لنگر خمشی در طول تیر

گام ۲: طرح پروفیل از مقطع زنبوری براساس لنگر ماکزیمم $(F_b = 0/6F_y)$ طبق رابطه زیر:

$$S_1 \geq \frac{M_{max}}{F_b \quad , \quad F_{by}}$$

در این رابطه S_1 اساس مقطع تیر لانه زنبوری در ناحیه سوراخ دار است.

گام ۳: کنترل برش قائم در تیر با استفاده از رابطه فوق می باشد در صورتی که این رابطه برقرار نباشد باید در ناحیه مورد نظر، سوراخها را با ورق پرکننده سوراخ پر نمود.

گام ۴: تعیین معادلات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول تیر

گام ۵: کنترل خمش اولیه و ثانویه:

برای راحتی کار نسبت به حالت قبل، کنترل خمش اولیه و ثانویه فقط در دورترین تار مقطع انجام می‌شود.

با جایگذاری در رابطه فوق داریم:

$$f_1 = |f_1^p| + |f_1^s| = \left|\frac{M_x}{S_1}\right| + \left|\frac{V_x e}{4S_t}\right| \le F_b$$

با فرض استفاده از برش پای نر $e = \frac{d}{2}$ خواهد بود و در نتیجه رابطه به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f_1 = \left|\frac{M_x}{S_1}\right| + \left|\frac{V_x d}{8S_t}\right| \le F_b = 0/6F_y$$

در صورتی که رابطه فوق برقرار نباشد، از تعیین علامت معادله حاصل برحسب x ناحیه‌ای که باید سوراخهای آن پر شود، محاسبه می‌گردد.

توجه ۱: تاثیر علامت های نیروی برشی و لنگر خمشی در کاربرد رابطه (۵ــ۴۸) در بازه مورد بررسی تیر (x مورد نظر) به علت حضور قدر مطلق به صورت زیر می باشد:

$$\begin{cases} V_x > 0 \\ M_x > 0 \end{cases} \Rightarrow f_1 = \frac{M_x}{S_1} + \frac{V_x d}{8S_t} \le F_b = 0/6F_y$$

$$\begin{cases} V_x < 0 \\ M_x > 0 \end{cases} \Rightarrow f_1 = \frac{M_x}{S_1} - \frac{V_x d}{8S_t} \le F_b = 0/6F_y$$

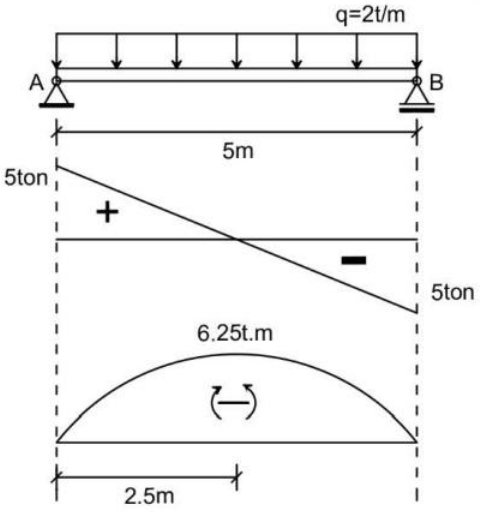
$$\begin{cases} V_x > 0 \\ M_x < 0 \end{cases} \Rightarrow f_1 = -\frac{M_x}{S_1} + \frac{V_x d}{8S_t} \le F_b = 0/6F_y$$

$$\begin{cases} V_x < 0 \\ M_x < 0 \end{cases} \Rightarrow f_1 = -\frac{M_x}{S_1} - \frac{V_x d}{8S_t} \le F_b = 0/6F_y$$

توجه ۲: چنانچه استفاده از ورق تقویت در تیرهای لانه زنبوری مورد نظر باشد می‌توان مشابه ضوابط بخش مربوطه عمل نمود. فقط می‌بایست بجای استفاده از مشخصات پروفیل معمولی، مشخصات تیر زنبوری جایگزین روابط مذکور گردد.

مثال ۵-۱۰

برای شکل زیر چنانچه فقط در محل دو تکیه‌گاه مهار جانبی بال فشاری باشد، تیر زنبوری را از $2CPE$ طرح نموده و در صورت لزوم صفحات پر کننده سوراخهای تیر زنبوری را محاسبه کنید.



شکل دیاگرام لنگر و برش تیر مثال

حل:

$$S_1 \geq \frac{M_{max}}{0/6F_y \frac{6/25 \times 10^5}{0/6 \times 2400}}$$

با توجه به S_1 بدست آمده و با فرض برش پای نر از $2CPE18$ استفاده می‌شود:

$$CPE18(D = 27cm, S_1 = 228cm^3, S_t = 11/9cm^3, C_t = 0/88cm, t_w = 0/53cm)$$

کنترل معیار برش قائم:

$$(f_{vv}) \frac{V_x}{2d_T t_w} \frac{5 \times 10^3}{2 \times 2 \times \frac{18}{4} \times 0/53} \quad \frac{kg}{cm^2}$$

max

معادلات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول تیر در بازه سمت چپ عبارتند:

$$V_x = \frac{qL}{2} - qx = 5000 - 20x \quad kg$$

$$M_x = \frac{qL}{2}x - q\frac{x^2}{2} = 5000x - 20\frac{x^2}{2} = 5000x - 10x^2 \quad kg.cm$$

از آنجایی که نیروی برشی و لنگر خمشی در بازه سمت چپ تیر مثبت می باشد رابطه (۵ـ۴۸)به صورت زیر مورد استفاده قرار گرفته است:

$$f_1 = \frac{M_x}{S_1} + \frac{Vd}{8S_t} = \frac{(5000x - 10x^2)}{2 \times 228} + \frac{(5000 - 20x) \times 18}{8 \times 2 \times 11/9} \leq 0/6F_y$$

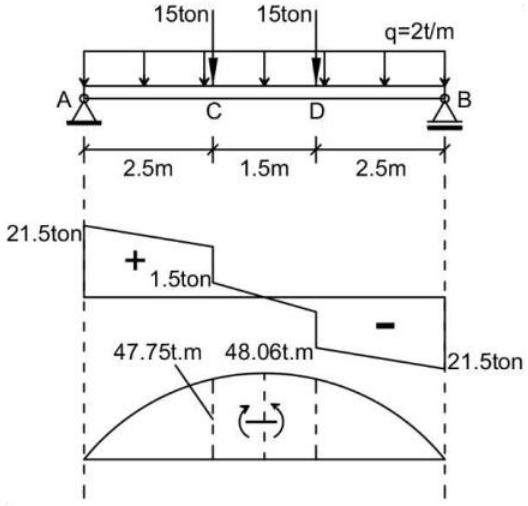
$$\Rightarrow -0/022x^2 + 10/96x - 1/89x + 472.7 - 1440 \leq 0$$

$$\Rightarrow -0/022x^2 + 9/07x - 967/3 \leq 0$$

با توجه به اینکه $\Delta = b^2 - 4ac < 0$ است بنابراین این عبارت همواره منفی است و در نتیجه نیازی به پرکردن سوراخهای تیر لانه زنبوری نیست.

مثال ۵-۱۱

برای تیر شکل ۵ـ۴۲ درصورتی‌که فقط در محل دو تکیه‌گاه دارای مهار جانبی بال فشاری باشد، تیر زنبوری را از $2CPE$ طرح نموده و در صورت لزوم صفحات پرکننده سوراخهای تیر زنبوری را محاسبه کنید.



شکل دیاگرام لنگر و برش تیر (مثال ۵ ـ ۶)

حل:

$$S_1 \geq \frac{M_{max}}{0/6F_y \frac{48/06 \times 10^5}{0/6 \times 2400}^{3} \frac{S_1}{2}^{3}}$$

با توجه به S_1 بدست آمده و با فرض برش پای نر از $2CPE40$ استفاده می‌شود:

$$CPE40(D = 60cm, S_1 = 1790cm^3, S_t = 104cm^3, C_t = 1/85cm, t_w = 0/86cm)$$

کنترل معیار برش قائم:

$$(f_{vv}) \frac{V_x}{2d_T t_w} \frac{21/5 \times 10^3}{2 \times 2 \times \frac{40}{4} \times 0/86} \quad \frac{kg}{cm^2}$$

v_y max

کنترل خمش در این تیر در دو ناحیه صورت می‌گیرد:

الف) بررسی نواحی کناری از محل تکیه‌گاه تا محل بار متمرکز (از نقطه A تا C):

$$V_x = \frac{qL}{2} - qx = 21500 - 20x \quad kg$$

$$M_x = \frac{qL}{2}x - q\frac{x^2}{2} = 21500x - 20\frac{x^2}{2} \quad kg.cm \qquad ۰ \le x \le 2/5m$$

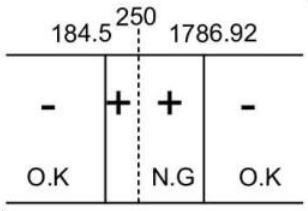
$$f_1 = \frac{M_x}{S_1} + \frac{Vd}{8S_t} = \frac{(21500x - 10x^2)}{2 \times 1790} + \frac{(21500 - 20x) \times 40}{8 \times 2 \times 104} \le 0/6F_y$$

$$\Rightarrow -0/0028x^2 + 5/52x - 923/17 \le ۰$$

ریشه‌های معادلات فوق عبارتند از:

$$x_1 = 184/5 \quad cm$$

$$x_2 = 1786/92 \quad cm$$



بنابراین از فاصله $184/5cm$ از تکیه‌گاهها تا فاصله $250cm$ ازتکیه‌گاه‌ها، سوراخهای تیر لانه زنبوری بایستی پر شود.

ب) بررسی ناحیه میانی دو بار متمرکز (از نقطه C تا D):

$$V_x = \frac{qL}{2} - qx = 1500 - 20x \quad kg$$

$$M_x = 21500x - 10x^2 - 15000(x - 250)$$

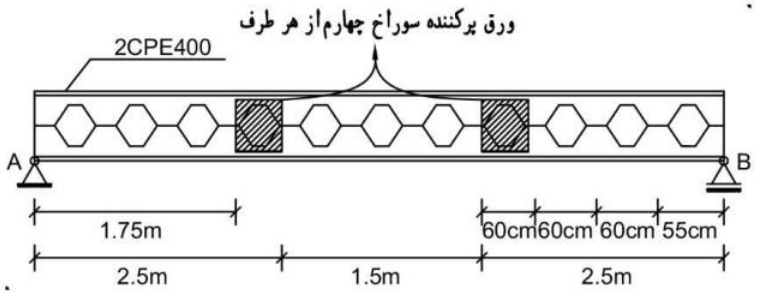
$$\Rightarrow M_x = -10x^2 + 6500x + 3750000 \quad kg.cm \qquad 2/5 \le x \le 4m$$

$$f_1 = \frac{M_x}{S_1} + \frac{Vd}{8S_t} = \frac{(-10x^2 + 6500x + 3750000)}{2 \times 1790} + \frac{(1500 - 20x) \times 40}{8 \times 2 \times 104} \le 0/6F_y$$

$$\Rightarrow -0/0028x^2 + 1/34x - 356/45 \le ۰$$

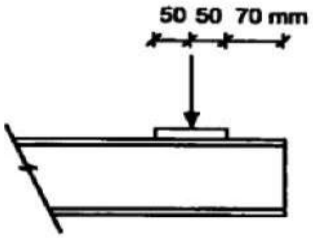
با توجه به اینکه $\Delta = b^2 - 4ac < ۰$ است، بنابراین این عبارت همواره منفی است و در نتیجه نیازی به پرکردن سوراخهای میانی نیست.

در شکل زیر نحوه پرکردن سوراخها در طول تیر نشان داده شده است.


ورق پرکننده سوراخ چهارم‌از هر طرف
2CPE400
A
B
1.75m
60cm
60cm
60cm
55cm
2.5m
1.5m
2.5m

۵-۷ تستهای فصل پنجم

۱. در صورتی که نیروی متمرکز مطابق شکل زیر روی صفحه فولادی ۱۰۰×۱۰۰×۲۰ میلیمتر در نزدیکی انتهای آزاد تیر طره ای فولادی با مقطع IPE200 وارد گردد ، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان کدام است ؟ فولاد از نوع ST37 است . (آبان ۹۳)



270 (1

180(2

200 (3

250 (4

$$\varphi R_n = 1\big(240 \times 5.6(2.5 \times 20.5 + 100)\big) = 203.3\ kN$$

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$R_n=F_{yw}t_w(5k+l_b)$ (۲۴-۹-۲-۱۰)

۲- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$R_n=F_{yw}t_w(2/5k+ l_b)$ (۲۵-۹-۲-۱۰)

۵-۸ مسائل فصل پنجم

توجه:

- فولاد مصرفی پروفیلها و ورقها از نوع ST37 می‌باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

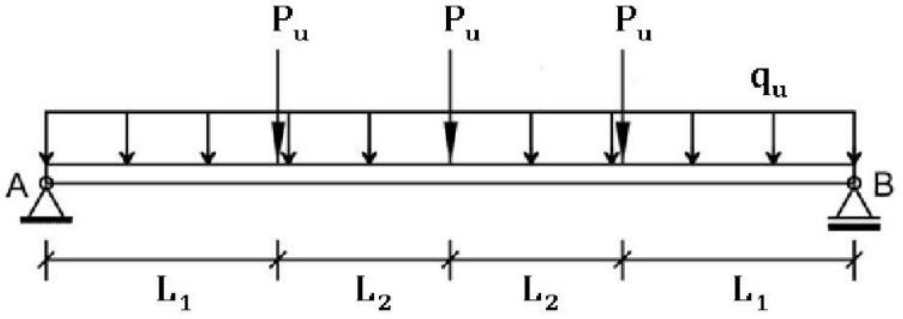
تمرین ۵-۱

یک تیر ساده تحت بارهای ضریبدار نشان داده شده قرار دارد. در تکیه‌گاه و محل بارهای متمرکز دارای تکیه‌گاه جانبی است. با فرض آنکه در کارگاه فقط $IPB45$ و ورق موجود است، تیر را با پروفیل دوبل $2IPB45$ و ورق تقویت در دو وضعیت طرح نمایید.

الف) 2IPB کنار هم (ولی نچسبیده به هم)

ب) 2IPB چسبیده به هم

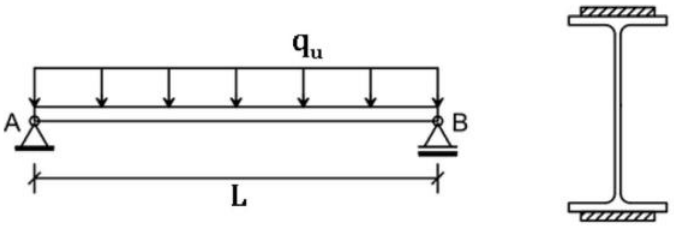
$$L_1 = \left(\frac{\kappa}{5}\right) m, L_2 = \left(\frac{\kappa}{6}\right) m, P_u = \left(\frac{\kappa}{2}\right) ton, q_u = 2\frac{ton}{m}$$



تمرین ۵-۲

تیر ساده تحت بارگسترده ضریبدار q_u و مهار جانبی پیوسته قرار دارد. چنانچه بالاترین نیمرخ موجود در بازار $IPE(d)$ باشد، تیر را از مقطع IPE با ورق تقویت در هر دو بال فشاری وکششی طراحی کنید.

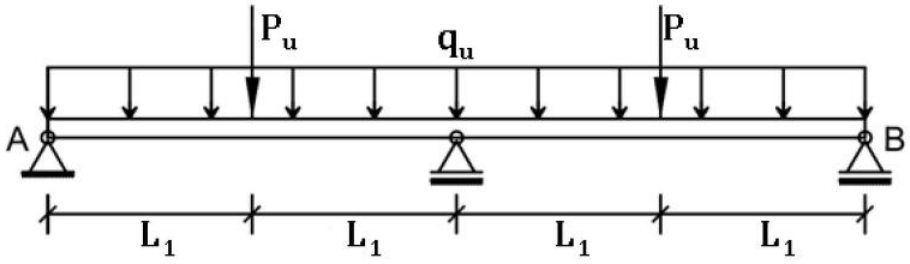
$$d = roundup(60 - \kappa)(cm), L = \left(\frac{60 - \kappa}{2}\right) m, q_u = \left(\frac{60 - \kappa}{10}\right)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۵-۳

تیر سراسری مطابق شکل در تکیه‌گاههای خود دارای مهار جانبی است. چنانچه تیر علاوه بر بارگسترده ضریبدار q_u تحت تاثیر دو بار متمرکز ضریبدار P_u در وسط دهانه‌ها باشد، تیر را از پروفیل IPB طراحی نمایید. بزرگترین مقطع موجود در بازار $IPB36$ می‌باشد.

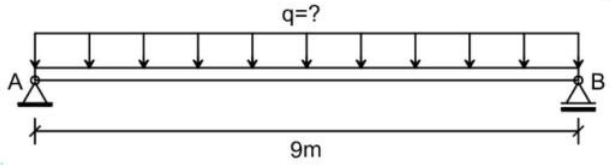
$$L_1 = \left(\frac{\kappa}{8}\right) m, q_u = \left(\frac{\kappa}{10}\right)\frac{ton}{m}, P_u = (\kappa) ton$$



تمرین ۵-۴

تیری به دهانه L با مقطع $IPB40$ زنبوری شده است. ارتفاع کل تیر برابر ۶۰ سانتیمتر و زاویه برش ۴۵ درجه در نظر گرفته شده است. دو سوراخ منتهی به دو انتهای تیر پر گردیده است. مطلوبست تعیین میزان بارگسترده یکنواخت ضریبدار که این تیر می‌تواند تحمل کند. فرض می‌شود که تیر دارای تکیه‌گاه جانبی کافی بوده است.

$$L = \left(\frac{60 - \kappa}{5}\right) m$$

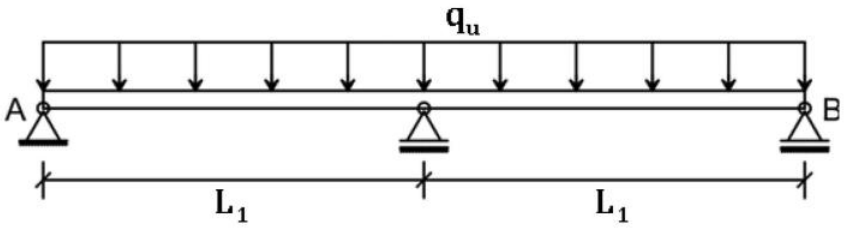


$$e = \frac{d}{4}$$

تمرین ۵-۵

تیر سراسری با دو دهانه مساوی مفروض است. چنانچه تکیه‌گاههای جانبی تیر کافی بوده و این تیر تحت تاثیر بار گسترده یکنواخت ضریبدار q_u قرار گیرد، مطلوبست طرح تیر لانه زنبوری شده از پروفیل IPB.

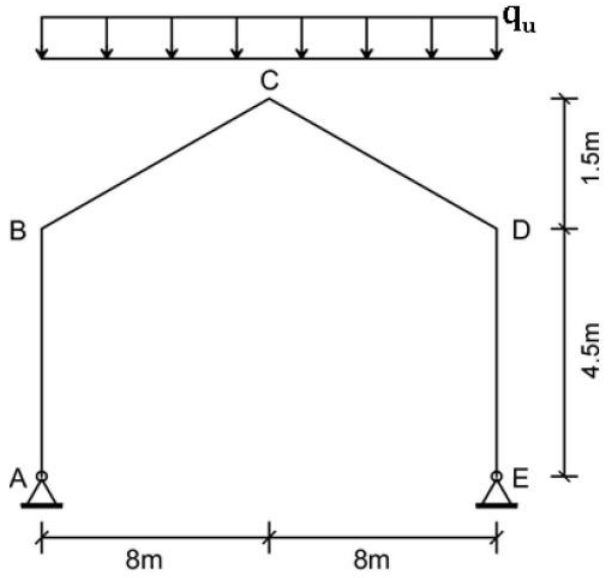
$$L_1 = \left(\frac{\kappa}{5}\right) m, q_u = \left(\frac{\kappa}{10}\right)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۵-۶

ساختمان صنعتی شکل زیر، تنها تحت تاثیر بارهای قائم در طول دهانه خود قرار دارد. چنانچه مجموع بارهای قائم ضریبدار وارده بر قاب میانی روی تصویر سطح افق $q_u = 250\frac{kg}{m^2}$ بوده و فواصل قابها از یکدیگر (در صفحه عمود) برابر ۸ متر باشد، تیر سقف را از مقطع لانه زنبوری مطابق با برش پای نر طراحی کنید. تیر سقف از تکیه‌گاه جانبی کافی برخوردار است. اتصال در نقطه C مفصلی بوده و تیرهای BC و DC زنبوری هستند.

$$q_u = (0.01\,\kappa)\frac{ton}{m^2}$$



تمرین ۵-۷

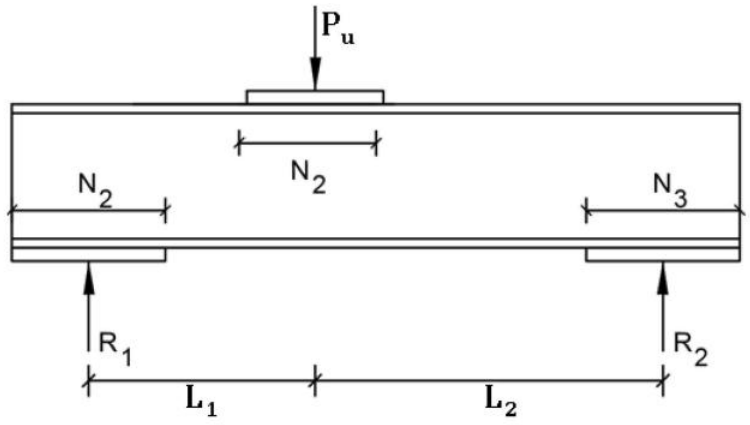
تیر شکل زیر دارای اتکاء جانبی مناسب بوده و تحت بار قائم ضریبدار P_u قرار دارد.

الف) تیر را از مقطع IPB طرح نمایید.

ب) طولهای ورق N_3, N_2, N_1 را با توجه به محدودیتهای تیر در محل بارهای متمرکز، محاسبه نمایید.

ج) ورقهای زیرسری را در محل تکیه‌گاهها طرح نمایید. بستر تکیه‌گاه بتنی از نوع $C20$ می‌باشد.

$$L_1 = (\kappa)cm, L_2 = (1.5\kappa)cm, P_u = (\kappa)ton$$

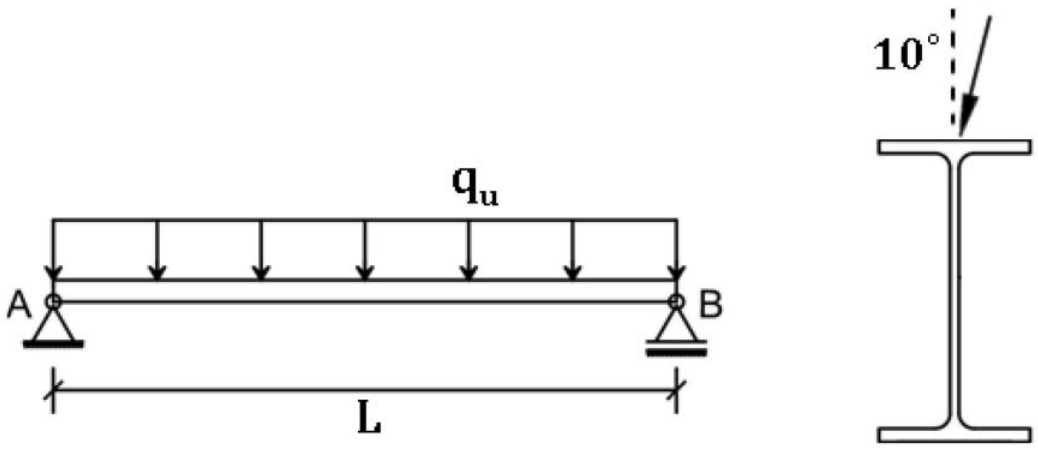


تمرین ۵-۸

تیر ساده به طول L تحت بارگسترده ضریبدار به شدت q_u با زاویه 10° نسبت به محور قائم مقطع تیر قرار دارد. تیر از نیمرخ $IPE(d)$ می‌باشد. مطلوب است تعیین حداکثر بار قابل تحمل تیر.

نکته: از آنجا که تیر به صورت ساده فرض‌گردیده است، لذا در جهت هر دو محور خمش، دارای تکیه‌گاه مفصلی خواهد بود.

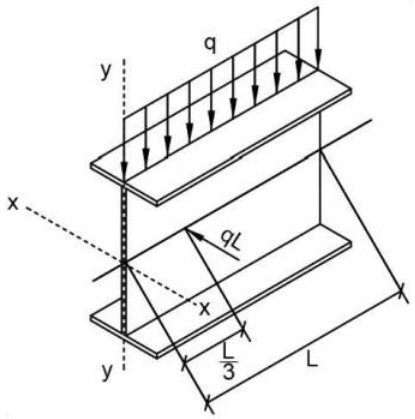
$$d = roundup(60 - \kappa)(cm), L = \left(\frac{60 - \kappa}{5}\right)m$$



تمرین ۵-۹

مطلوبست طرح تیر ساده به طول L از پروفیل IPB تحت بارگذاری گسترده ضریبدار q_u و بار متمرکز به شدت q_uL که در فاصله $\frac{1}{3}$ طول دهانه به صورت افقی بر تیر اثر نموده است.

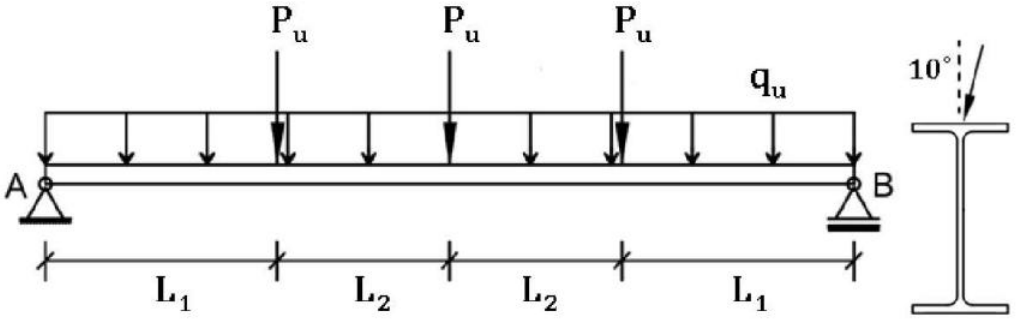
$$d = roundup(\kappa)(cm), L = \left(\frac{\kappa}{5}\right)m, q_u = \left(\frac{\kappa}{20}\right)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۵-۱۰

یک تیر ساده تحت بارهای ضریبدار نشان داده شده قرار دارد. در تکیه گاه و محل بارهای متمرکز دارای تکیه گاه جانبی است. با فرض آنکه در کارگاه فقط $IPB45$ و ورق موجود است، تیر را با پروفیل $IPB45$ طرح نمایید.

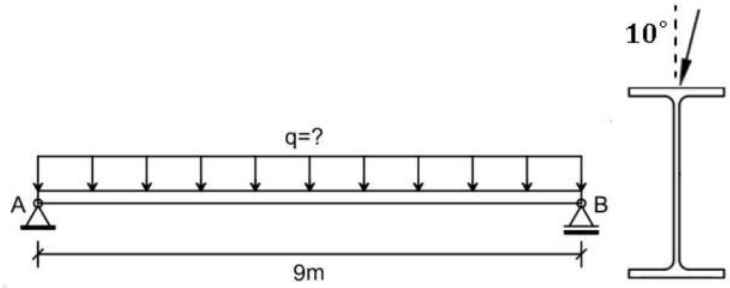
$$L_1 = \left(\frac{\kappa}{5}\right)m, L_2 = \left(\frac{\kappa}{6}\right)m, P_u = \left(\frac{\kappa}{2}\right)ton, q_u = 2\frac{ton}{m}$$



تمرین ۵-۱۱

تیری به دهانه L با مقطع $IPB40$ ساخته شده است. مطلوبست تعیین میزان بارگسترده یکنواخت ضریبدار که این تیر می‌تواند تحمل کند. فرض می‌شود که تیر دارای تکیه‌گاه جانبی کافی بوده است.

$$L = \left(\frac{60-\kappa}{5}\right)m$$

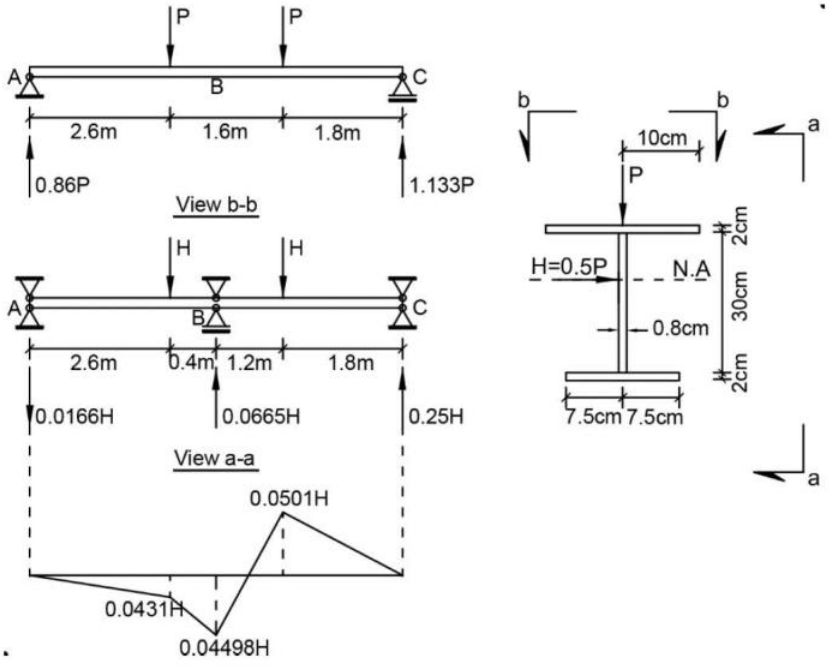


تمرین ۵-۱۲ (اختیاری)

تیر ورق ساده با دهانه ۶ متر مفروض است. جان تیر $PL60 \times 0.8cm$ و بالهای آن $PL20 \times 1cm$ است. فشردگی مقطع تیر راکنترل کرده و حداکثر بار منفردی را که می‌تواند در وسط دهانه تیر وارد شود، تعیین کنید . اگر عرض تکیه‌گاهها $30cm$ و طول تماس بار متمرکز با بال تیر $35cm$ باشد، کنترلهای لازم را در محل تکیه‌گاهها و در محل اثر بار متمرکز کنترل کنید. تیر بدون ورق زیرسری، به طول ۲۰ سانتیمتر از هر طرف بر روی تکیه‌گاه بتنی از نوع C20 قرار دارد.

تمرین ۵-۱۳ (اختیاری)

برای حمال ریل جرثقیل، تیری با نیمرخ I مطابق شکل زیر انتخاب شده است. هرگاه بال فوقانی این حمال در مقاطع C, B, A در مقابل تغییر مکان جانبی مهار شده باشد، مطلوبست تعیین حداکثر مقدار P_u.



طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۶

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۶

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۶

طراحی تیر مرکب

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۶ـ۱	پیشگفتار	۲
۶ـ۲	تحلیل تیر مرکب	۵
۶ـ۳	طراحی تیرهای مرکب	۹
۶ـ۴	برشگیر	۱۴
۶ـ۵	خیز در تیر مرکب	۲۰
۶ـ۶	کنترل تغییرمکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش و جمع‌شدگی بتن	۳۱
۶ـ۷	کنترل ارتعاش تیر مرکب	۳۳
۶ـ۸	تست‌های فصل ششم	۳۵
۶ـ۹	مسائل فصل ششم	۳۹

۱-۶ پیشگفتار

هنگامی که دال بتنی سقف توسط تیرهای فولادی تحمل شود و هیچگونه اتصالی برای انتقال برش بین دال بتنی و تیر فولادی وجود نداشته باشد، در این صورت این دو عملکرد غیر مرکب خواهند داشت. در عملکرد غیر مرکب، دال بتنی و تیر فولادی هرکدام به‌تنهایی در تحمل بارهای خارجی نقش خواهند داشت. در سال‌های اخیر استفاده از تیرهای مرکب که در آنها تیر فولادی و دال بتنی با تمهیدات و وسایل مناسب به یکدیگر متصل می‌شوند، رواج زیادی یافته است. این تیرها ظرفیت باربری بیشتری نسبت به تیرهای غیر مرکب دارند. استفاده از تیرهای مرکب موجب می‌شود تاحدامکان از خواص و مزایای فولاد نظیر مقاومت بالا و شکل‌پذیری زیاد، حداکثر استفاده به عمل آید و معایب آن نظیر خوردگی، کمانش و آتش‌سوزی به کمک پوشش بتنی تا حدی برطرف شود. در ضمن استفاده از تیرهای مرکب موجب صرفه‌جویی در مصرف فولاد، کاهش ارتفاع تیر و افزایش استحکام سقف در برابر بارهای وارده می‌شود.

۱-۱-۶ تئوری رفتار تیر مرکب[۱]

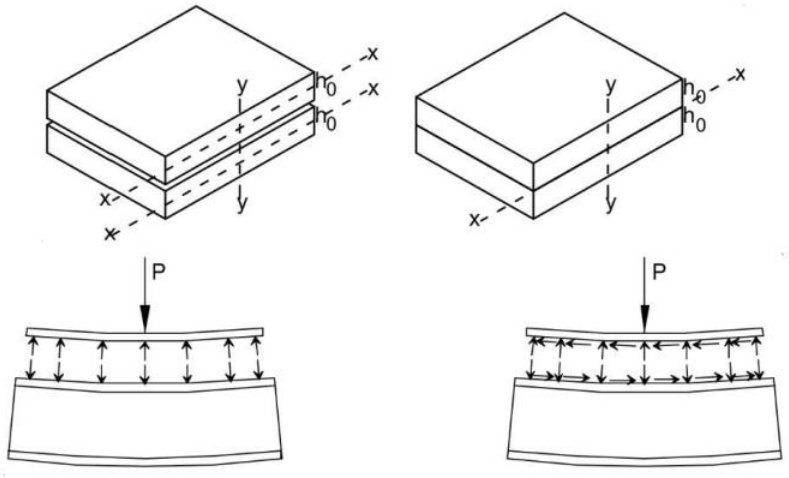
بطور کلی هنگامی که دو قطعه بهم متصل هستند، عملکرد خمشی آنها بهتر از حالتی است که دو قطعه به‌صورت مجزا عمل می‌کنند. مثلاً برای دو قطعه به عرض b و ارتفاع $h_\circ$ لنگر اینرسی دو قطعه با عملکرد مجزا $\boldsymbol{I = \frac{2bh_\circ^3}{12}}$ و لنگر اینرسی دو قطعه با عملکرد یکپارچه $I = \frac{b(2h_\circ)^3}{12} = \frac{8bh_\circ^3}{12}$ خواهد بود. به عبارت دیگر، درصورتی که این دو قطعه به هم متصل باشند، لنگر اینرسی آنها چهار برابر حالت منفرد است.

تنها تفاوت تیرهای مرکب با تیرهای معمولی ساخته شده از یک جنس در رفتار و عملکرد توأم فولاد و بتن است. جهت درک رفتار مرکب، تیر شکل الف را در نظر بگیرید. در این تیر اگر از اصطکاک بین بتن و فولاد صرف‌نظر شود، هر یک از قطعات مستقلاً بخشی از بارهای وارده را تحمل خواهند کرد. مشاهده می‌شود که بتن تحت اثر بارهای قائم تغییر شکل داده و سطح تحتانی آن بر اثر کشش ازدیاد طول پیدا می‌کند، درحالی‌که سطح فوقانی تیر فولادی تحت‌فشار قرار گرفته و کاهش طول می‌یابد و بدین ترتیب در سطح تماس یک حالت غیرپیوسته اتفاق می‌افتد و چون از اصطکاک صرف‌نظر شده است تنها نیروهای قائم داخلی بین تیر فولادی و بتن وجود دارد.

وقتی قطعه مطابق شکل ب به‌صورت مرکب عمل کند، دیگر لغزش نسبی بین بتن و تیر فولادی وجود ندارد و نیروهای برشی در قسمت تحتانی بتن سبب فشرده شدن آن می‌گردند، درحالی‌که همین نیروها در قسمت فوقانی تیر فولادی سبب کشیده شدن و ازدیاد طول آن می‌شوند.

---

[۱] Composite

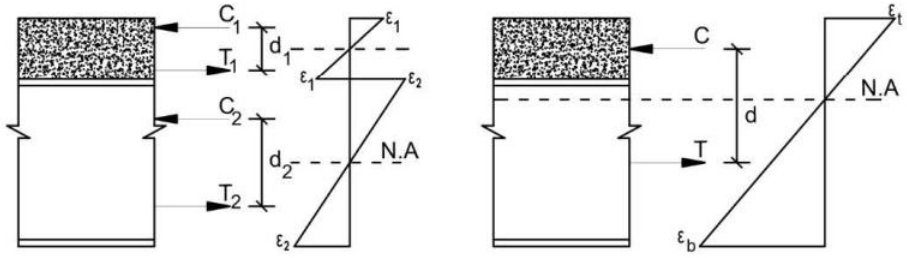


(ب) دولایه با عملکرد یکپارچه (الف) دولایه با عملکرد مجزا

شکل ۱ـ۶ مقایسه عملکرد مقطع مرکب و غیرمرکب

چنانچه دال بتنی و تیر فولادی هر یک به‌صورت مجزا در تحمل بارهای وارده عمل کنند، آنگاه فرض مسطح ماندن صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش منجر به توزیع کرنش خطی در هر یک از قسمتهای بتنی و فولادی تیر خواهد شد. شکل الف زیر، تیری را نشان می‌دهد که هیچ‌گونه اتصالی در محل تماس بتن و فولاد در آن وجود ندارد. در این شکل هر یک از قسمتهای دال بتنی و تیر فولادی رفتار جداگانه‌ای دارند و هر کدام دارای یک تار خنثی هستند. توزیع کرنش موجب توسعه تنش‌های کششی و فشاری در هر یک از نواحی فولاد و بتن به‌صورت جداگانه می‌شود که برآیند آنها به‌صورت T_2, C_2, T_1, C_1 نشان‌داده‌شده است.

باتوجه‌به تعادل نیروهای کششی و فشاری در هر یک از قسمتهای بتن و فولاد لازم است که $T_1 = C_1$ و $T_2 = C_2$ باشد. در این صورت لنگرخمشی که تیر تحمل می‌کند، با رابطه $M = M_{slab} + M_{beam} = C_1 d_1 + C_2 d_2$ قابل محاسبه است.



ب) عملکرد مرکب الف) عملکرد غیرمرکب

شکل ۲ـ۶ توزیع کرنش و تنش‌های ایجاد شده در رفتار مرکب و غیرمرکب

در رفتار مرکب مطابق شکل ب مقطع دارای یک محور خنثی می‌باشد و هیچ‌گونه لغزشی در محل اتصال آنها رخ نمی‌دهد و باتوجه‌به تعادل نیروهای کششی و فشاری در مقطع $T = C$ خواهد بود که در این صورت لنگرخمشی که تیر تحمل می‌کند، با رابطه $M = Cd = Td$ قابل محاسبه می‌باشد. چون نیروی C از مجموع نیروهای $C_2 + C_1$ بزرگ‌تر است و d نسبت به d_2, d_1 بزرگ‌تر است، لذا لنگرخمشی در تیر مرکب بزرگ‌تر است و عملکرد مرکب فولاد و بتن موجب افزایش ظرفیت باربری مقطع خواهد شد. در صورت

عملکرد تیر به‌صورت مرکب، لنگر اینرسی و اساس مقطع تیر بر اساس محور خنثی کل مقطع محاسبه می‌شود که مقادیر آن به‌مراتب از حالت رفتار تیر با عملکرد غیر مرکب بیشتر است.

۶-۱-۲ مزایای تیرهای مرکب

مزایای تیرهای مرکب عبارت‌اند از:

الف) رفتار توأم بتن و فولاد علاوه بر کاهش ارتفاع تیر، موجب کاهش مصرف فولاد به میزان تقریبی ۲۰ تا ۳۰ درصد خواهد شد.

ب) عملکرد توأم دال بتنی و تیر فولادی موجب افزایش صلبیت سیستم کف سازه خواهد شد.

ج) استفاده از تیرهای مرکب، ارتفاع سقف‌ها را کاهش می‌دهد که این ویژگی در ساختمان‌های بلند حائز اهمیت است.

د) رفتار تیرهای مرکب در تحمل بارهای اضافی و اتفاقی از رفتار تیرهای غیر مرکب مناسب‌تر است.

ه) هنگامی که دال بتنی در فشار قرار می‌گیرد به علت بالا بودن مقاومت فشاری، از دال به‌صورت بهینه استفاده می‌شود. در این حالت تیر فولادی در کشش به دلیل مقاومت کششی بالای خود عملکرد مطلوبی خواهد داشت.

و) امکان تقویت بال پایین تیر در سقف‌های مرکب به‌راحتی فراهم است و در بالابردن اساس مقطع نقش مؤثری دارد.

ز) در سقف‌های کامپوزیت به دلیل فقدان بلوک، سقف سبک‌تر است و همچنین فضای کافی برای عبور تأسیسات برقی و مکانیکی فراهم است.

۶-۱-۳ معایب و محدودیت‌های تیرهای مرکب

معایب تیرهای مرکب عبارت‌اند از:

الف) استفاده از سیستم مرکب در نواحی با لنگر منفی عملکرد نامطلوبی خواهد داشت زیرا بتن تحت کشش قرار می‌گیرد که با استفاده از تعبیه میلگردهای طولی مناسب در دال بتنی جهت تحمل لنگرهای منفی می‌توان این عیب را برطرف نمود.

ب) پدیده خزش[۱] در بتن موجب تغییر شکل‌های درازمدت در تیر مرکب می‌شود که بایستی به نحو مناسبی در محاسبه تغییر مکان تیر مرکب در نظر گرفته شود.

ج) پدیده انقباض[۲]، موجب جمع‌شدگی بتن می‌شود که بایست به نحو مناسب در محاسبه تغییر مکان تیر مرکب در نظر گرفته شود.

د) استفاده از تیرهای مرکب برای دهانه‌های کوتاه و تحت بارگذاری سبک می‌تواند مقرون‌به‌صرفه نباشد.

ه) استفاده از سقف کاذب برای مخفی کردن تیرچه‌های فولادی، موجب افزایش هزینه‌های اجرای سقف مرکب می‌شود.

و) سیستم مرکب به دلیل نداشتن بلوک، عایق صوتی ضعیفی است.

ز) باتوجه‌به کاهش ارتفاع تیر، لازم است به فرکانس ارتعاش تیر مرکب توجه بیشتری شود.

---

[۱] Creep

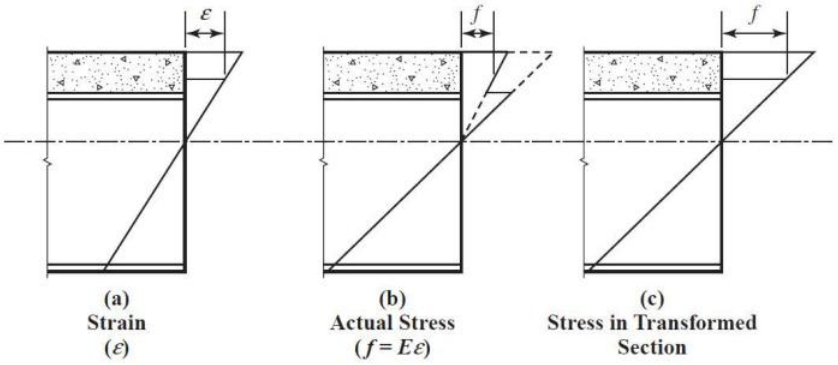
[۲] Shrinkage

۶-۲ تحلیل تیر مرکب

تحلیل تیر مرکب و تعیین تنش‌ها و تلاش‌های آن، باتوجه‌به مقایسه مقادیر تنش‌های بتن و فولاد با مقادیر حدی الاستیک آنها، به دو وضعیت تحلیل تیر مرکب در حالت الاستیک و در حالت پلاستیک قابل تقسیم‌بندی است.

۶-۲-۱ توزیع تنش تیر مرکب در حالت الاستیک

چنانچه تنش‌های اجزاء تیر از حد الاستیک خود خارج نشوند، وضعیت تنش‌ها و کرنشها به‌صورت شکل زیر قابل بیان خواهد بود. در این حالت، صفحه مقطع در راستای عمود بر محور خمش، پس از تغییر شکل به‌صورت مسطح باقی خواهد ماند و نمودار کرنش در ارتفاع مقطع، به‌صورت خطی قابل ترسیم است. البته خطی بودن نمودار تنش در ارتفاع مقطع، مستلزم یکسان بودن مصالح مقطع است زیرا باتوجه‌به رابطه $\sigma = E\epsilon$ تغییرات تنش در مصالح مختلف یکنواخت نبوده و در نمودار آن شکستگی ایجاد خواهد شد (شکل ب).



الف ـ وضعیت خطی کرنش

ب ـ وضعیت تنش در مصالح مختلف

پ ـ وضعیت خطی تنش فرضی (با فرض مصالح یکسان)

شکل ۳ ـ ۶ وضعیت تنش و کرنش در ارتفاع مقطع تیر مرکب، در حالت الاستیک

جهت سهولت در انجام محاسبات، مصالح بتنی با مصالح فرضی فولادی (با ارتفاع یکسان و عرض متفاوت) جایگزین شده و باتوجه‌به برابری کرنش بتن با فولاد فرضی، رابطه $\epsilon_c = \epsilon_s \rightarrow \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_c}\sigma_c = n\,\sigma_c$ قابل محاسبه خواهد بود که در آن، n نسبت مدول فولاد به بتن یا «ضریب مدول[1]» است. چنانچه M لنگر اعمال شده به مقطع باشد، پس از محاسبه موقعیت تار خنثی الاستیک مقطع، تنش تار پایینی فولاد با رابطه $\sigma_{sb} = \frac{My_b}{I}$ و تنش تار بالایی فولاد با رابطه $\sigma_{st} = \frac{My_t}{I}$ قابل محاسبه است. تنش در تار بالایی بتن، باتوجه‌به ضریب مدول، با رابطه $\sigma_c = \frac{M\bar{y}}{nI}$ قابل محاسبه خواهد بود.

[1] Modular Ratio

مثال ۶-۱

تیر مرکب با مقطع IPE24 و لایه بتنی C30 به عرض 140cm و ضخامت 8cm مفروض است. چنانچه مقطع تحت لنگر ۸ تن متر قرار گیرد، مطلوب است تنش‌های ماکزیمم ایجاد شده در فولاد و بتن.

حل)

محاسبه مدول الاستیک بتن مطابق بند ۹ـ۱۳ـ۷ مبحث نهم

$$E_c = \left(3300\sqrt{f_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5}$$

در این رابطه جرم مخصوص بتن γ_c بر حسب $\frac{KN}{m^3}$ درج می‌شود.

$$C30 \rightarrow f_c = 30MPa$$
$$\gamma_c = 25\frac{KN}{m^3}$$
$$E_c = \left(3300\sqrt{30} + 6900\right)\left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 28.3MPa \cong 283\frac{ton}{cm^2}$$

محاسبه مقطع معادل فولادی در قسمت بتنی:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040}{283} = 7.21 \rightarrow use\ n = 7$$
$$b = 140cm \rightarrow \frac{b}{n} = \frac{140}{7} = 20cm$$
$$IPE24 \rightarrow A = 39.1cm^2, I_x = 3890cm^4$$
$$\bar{y} = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{20*8*4+39.1*\left(8+\frac{24}{2}\right)}{20*8+39.1} = 7.14cm < 8cm$$

ملاحظه می‌شودکه تار خنثی در بتن قرار دارد.

$$I = \Sigma\left(I_i + A_i d_i^2\right) = \frac{20*8^3}{12} + 20*8*\left(7.14-\frac{8}{2}\right)^2 + 3890 + 39.1*(20-7.14)^2 = 12787cm^4$$

تعیین فاصله تار خنثی تا بالا و پایین پروفیل فولادی

$$y_t = 8 - 7.14 = 0.86cm$$
$$y_b = 8 + 24 - 7.14 = 24.86cm$$

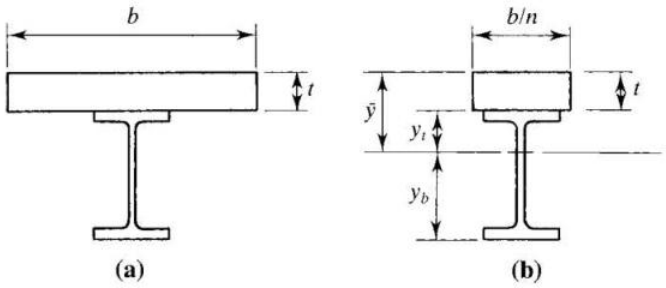
محاسبه تنش در بالا و پایین مقطع فولادی

$$M = 8\,ton.m = 800ton.cm$$
$$\sigma_{st} = \frac{My_t}{I} = \frac{800*0.86}{12787} = 0.05\frac{ton}{cm^2}$$
$$\sigma_{sb} = \frac{My_b}{I} = \frac{800*24.86}{12787} = 1.55\frac{ton}{cm^2}$$

مشاهده می‌شودکه تنش لایه پایینی فولاد (تنش کششی) به‌مراتب بیشتر از تنش لایه بالایی (تنش فشاری) است.

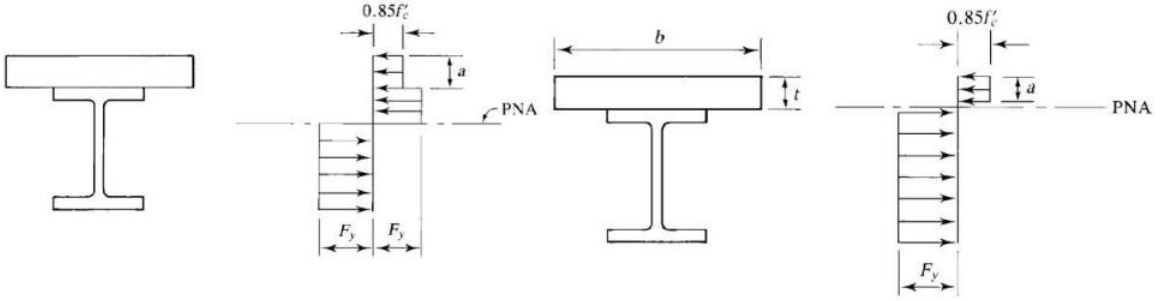
محاسبه تنش در لایه بالایی بتن

$$\sigma_c = \frac{M\bar{y}}{nI} = \frac{800*7.14}{7*12787} = 0.063\frac{ton}{cm^2}$$



۶-۲-۲ توزیع تنش تیر مرکب در حالت پلاستیک

ظرفیت خمشی اسمی مقطع مرکب، با جاری شدن تمام مقطع فولادی و رسیدن بتن فشاری به حد خورد شدن (در لنگر مثبت) حاصل می‌شود. این وضعیت «توزیع تنش پلاستیک» نام داشته و مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ها، استفاده از این ظرفیت نیازمند برقرار بودن شرایطی مانند فشردگی جان است. با استفاده از توزیع تنش معادل ویتنی، تنش بتن به‌صورت یکنواخت با مقدار $0.85f_c$ قابل بیان می‌باشد. جهت محاسبه ظرفیت مقطع، ابتدا لازم است موقعیت تار خنثی پلاستیک تعیین گردد، سپس با مقایسه با ضخامت دال بتنی، بررسی باتوجه‌به موقعیت تار خنثی پلاستیک امکان‌پذیر خواهد بود. شکل زیر توزیع تنش پلاستیک را در دو وضعیت در تیر مرکب نمایش می‌دهد.



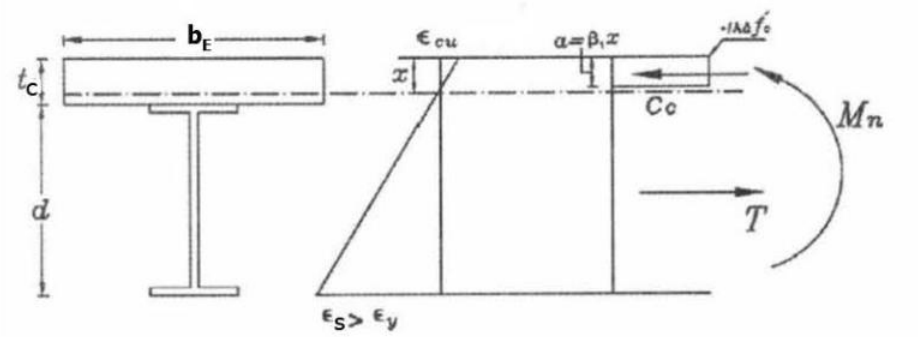
ب ـ دال نامناسب (تار خنثی در فولاد) الف ـ دال مناسب (تار خنثی در بتن)

شکل ۴ـ۶ توزیع تنش پلاستیک در تیر مرکب

۶-۲-۲-۱ وضعیت دال مناسب

برای تعیین مقاومت خمشی اسمی مقطع مرکب، ابتدا باید محل تار خنثی مشخص گردد. تار خنثی ممکن است مطابق شکل زیر، داخل دال بتنی قرار گیرد و دال به‌تنهایی قادر به تحمل کل نیروی فشاری باشد، این حالت را اصطلاحاً دال مناسب[۱] می‌نامند.

[۱] slab adequate



شکل ۵ـ۶ نمایش وضعیت دال مناسب

در این وضعیت نیروی فشاری دال برابر است با:

۶ـ۱
$$C_c = 0.85 f_c b_E a$$

نیروی کششی مقطع فولادی نیز با فرض به حد تسلیم رسیدن کل مقطع به‌صورت زیر تعیین می‌گردد:

۶ـ۲
$$T = A_s f_y$$

از برقراری تعادل نیروهای کششی و فشاری، مقدار a به دست می‌آید:

۶ـ۳
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b_E} \leq t_c$$

در نتیجه ظرفیت اسمی خمشی مقطع مرکب به‌صورت زیر تعیین می‌گردد:

۶ـ۴
$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2}\right)$$

برای تعیین x و بررسی کرنش در مقطع مرکب، مقدار a مشابه مقاطع بتن‌آرمه از رابطه $a = \beta_1 x$ به دست می‌آید. β_1 ضریبی است که بستگی به مقاومت فشاری بتن دارد و مقدار آن از رابطه زیر قابل تعیین می‌باشد:

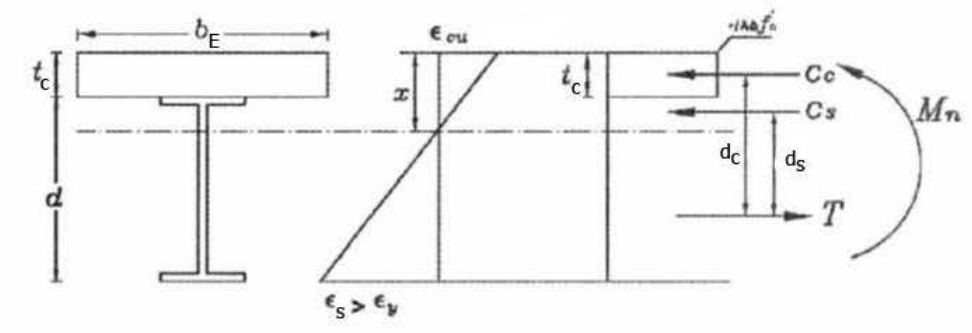
۶ـ۵
$$a = \beta_1 x$$
$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

f_c بر حسب Mpa

۶-۲-۲-۲ وضعیت دال نامناسب

چنانچه تار خنثی پلاستیک در مقطع فولادی قرار گیرد، کل مقطع بتنی و بخشی از مقطع فولادی تحت‌فشار و بخش دیگری از مقطع فولادی تحت کشش خواهد بود. این حالت را اصطلاحاً دال نامناسب[۱] می‌نامند.

[۱] inadequate slab



شکل ۶ـ۶ نمایش وضعیت دال نامناسب

در این وضعیت مقدار نیروی فشاری بتن از رابطه زیر به دست می‌آید:

۶ـ۶
$$C_c = 0.85 f_c b_E t_c$$

از تعادل نیروها نتیجه می‌شود:

۶ـ۷
$$T = C_c + C_s$$

مجموع نیروهای کششی و فشاری فولاد برابر با مقدار ثابتی است.

۶ـ۸
$$T + C_s = A_s f_y$$

با قرار دادن T نتیجه می‌شود:

۶ـ۹
$$C_s = \frac{A_s f_y - C_c}{2}$$

با جایگذاری C_c مقدار C_s به دست می‌آید:

۶ـ۱۰
$$C_s = \frac{A_s f_y - 0.85 f_c b_E t_s}{2}$$

ظرفیت خمشی مقطع مرکب از رابطه زیر نتیجه می‌شود:

۶ـ۱۱
$$M_n = C_c d_c + C_s d_s$$

مقادیر بازوهای لنگر نیز بر اساس محل اثر نیروی T تعیین می‌گردند.

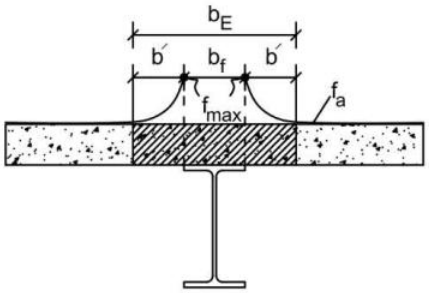
۶-۳ طراحی تیرهای مرکب

ضوابط طراحی و محدودیت‌های یک مقطع مرکب از دیدگاه آیین‌نامه به شرح زیر است.

۶-۳-۱ عرض مؤثر دال بتنی (b_E)

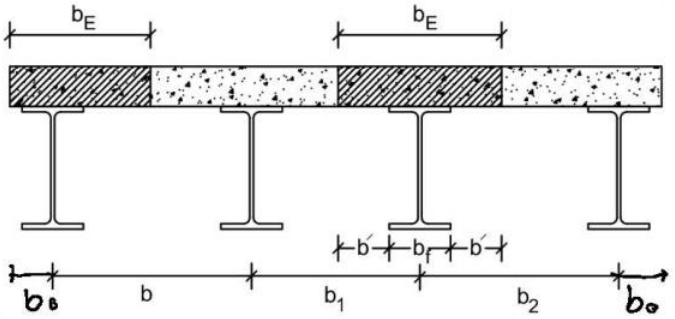
به‌منظور امکان محاسبه عملی مشخصات یک مقطع مرکب لازم است که از مفهوم عرض مؤثر استفاده شود. در شکل زیر دال بتنی با عرض بینهایت و تحت تنش نشان‌داده‌شده است. شدت تنش فشاری که در تار خارجی با f_a نشان‌داده‌شده است در محل تیر فولادی

مقدار حداکثر خود را داشته و به‌صورت غیرخطی با افزایش فاصله از تیر فولادی کاهش می‌یابد. عرض مؤثر دال بتنی را می‌توان مطابق شکل زیر برابر $b_E = b_f + 2b'$ در نظر گرفت. البته این مقدار برای تیرهای میانی و تیرهای کناری متفاوت است و طول تیر نیز در عملکرد تیر و مقدار عرض مؤثر تاثیرگذار خواهد بود.



شکل ۷ـ۶ توزیع تنش غیرخطی فشاری و تعیین عرض مؤثر دال بتنی

آیین‌نامه عرض مؤثر دال بتنی را که تیر با آن به‌صورت مرکب عمل می‌نماید، طبق روابط زیر پیشنهاد می‌کند. همچنین لازم به ذکر است که مبحث دهم حداقل ضخامت دال بتنی را برابر $8cm$ در نظر می‌گیرد.



شکل ۸ـ۶ عرض مؤثر b_E در سیستم مرکب

$$b_E \le \begin{cases} min\left(\frac{L}{4}, \frac{b_1 + b_2}{2}\right) & \text{تیر میانی} \\ min\left(\frac{L}{8}, b_\circ + \frac{b}{2}\right) & \text{تیر کناری} \end{cases} \qquad ۶\text{ـ}۱۲$$

b_E	عرض مؤثر	L	طول دهانه تیر
b, b_1, b_2	فاصله محور تیر تا تیرهای مجاور	$b_\circ$	فاصله محور تیر تا لبه دال

۶-۳-۲ مقاومت در حین ساخت

تیرهای مرکب معمولاً به دو روش با و یا بدون استفاده از شمع‌های موقت اجرا می‌شوند. در نرم‌افزارهای مهندسی رشته عمران مانند ETABS هر دو روش پیش‌بینی شده و بارهای Dead و Super Dead به‌صورت مجزا تعریف می‌شوند.

۶-۳-۲-۱ بدون استفاده از شمع موقت

در این حالت، تیر فولادی بایستی به‌تنهایی وزن مرده بتن تازه قبل از گیرش بتن و وزن خودش را تحمل کند. پس از گیرش بتن و عملکرد یکپارچه دال و تیر، مقطع مرکب برای کل بارهای وارده زنده و مرده طراحی می‌شود. براین‌اساس کنترل‌ها در دو وضعیت مختلف قبل از گیرش بتن و بعد از گیرش بتن انجام می‌شود:

الف- قبل از گیرش بتن

در این وضعیت تیر فولادی بایستی به‌تنهایی قادر به تحمل لنگرهای خمشی $M_{D1} + M_{D\prime 1}$ باشد که M_{D1} لنگر ناشی از بارهای مرده دائمی و $M_{D\prime 1}$ لنگر ناشی از بارهای مرده موقت مانند وزن قالب بندی و بارهای پیش‌بینی نشده (وزن بتن انباشته، وزن افرادی که بتن را اجرا می‌کنند و سایر موارد مشابه) است.

در حالتی که از شمع‌های موقت استفاده نمی‌شود، مقطع فولادی باید به‌تنهایی قادر به حمل کلیه بارهای وارده قبل از دست‌یابی بتن به ۷۵٪ مقاومت فشاری بتن (f_c) باشد. مقاومت خمشی مقطع فولادی به‌تنهایی بر اساس توضیحات فصل خمش تعیین می‌گردد. در این وضعیت جهت محاسبه M_n تیر فولادی، باید مقادیر L_p, L_r, L_b کنترل گردند. در این وضعیت L_b برابر طول تیر می‌باشد.

> لنگرخمشی M_{D1} ناشی از بارهای مرده دائمی مانند وزن پروفیل و وزن بتن.
>
> لنگرخمشی $M_{D\prime 1}$ ناشی از بارهای مرده موقت مانند وزن قالب بندی و بارهای پیش‌بینی نشده (وزن بتن انباشته، وزن افرادی که بتن را اجرا می‌کنند و سایر موارد مشابه).

ازآنجاکه بارهای موردنظر در این مرحله از نوع مرده می‌باشند، معمولاً ترکیب بار $1.4D$ تعیین‌کننده است.

در طراحی، معمولاً شماره پروفیل تیر فولادی باتوجه‌به وضعیت قبل از گیرش بتن طرح می‌شود.

ب- بعد از گیرش بتن

پس از سفت شدن بتن و حذف شمع‌ها، مقطع مرکب بایستی علاوه بر لنگرخمشی M_{D1} ناشی از بارهای مرده دائمی، لنگرهای خمشی M_{D2} ناشی از وزن کف‌سازی و وزن دیوارهای ثابت در طبقات و M_L ناشی از بار زندهٔ وارد به کف و بار معادل تیغه‌بندی را تحمل کند. در این حالت لنگرخمشی M_{D1} ناشی از بارهای مرده موقت در محاسبات وارد نمی‌شود، زیرا وزن قالب‌بندی و بارهای پیش‌بینی نشده حذف می‌شوند.

در این حالت تیر دارای مهار جانبی است و جهت محاسبه M_n تیر حتماً $L_b \leq L_p$ برقرار می‌باشد زیرا بال فوقانی تیر در بتن واقع شده و دارای مهار جانبی پیوسته است یعنی $L_b = 0$ می‌باشد.

لنگرخمشی M_{D2} ناشی از وزن کفسازی و وزن دیوارهای ثابت در طبقات.

لنگرخمشی M_L ناشی از بار زندهٔ وارد به کف و بار معادل تیغه‌بندی.

ازآنجاکه بارهای موردنظر در این مرحله از نوع مرده و زنده می‌باشند، معمولاً هر دو ترکیب بار $1.4D$ و $1.2D + 1.6L$ کنترل می‌شوند.

۶-۳-۲-۲ با استفاده از شمع موقت

در این روش اجرای تیرهای مرکب با استفاده از شمع‌های موقتی انجام می‌شود که در زیر تیر فولادی قرار داده می‌شوند. در این حالت وزن مرده بتن تازه به شمع‌های موقت منتقل می‌گردد و در نتیجه لزومی به طراحی مقطع فولادی برای وزن بتن تازه نمی‌باشد. پس از گیرش بتن و عملکرد یکپارچه دال و تیر، شمع‌های موقت برداشته می‌شوند و کل بارهای وارده توسط مقطع مرکب حمل می‌گردد. مدت‌زمان موردنیاز پیش از بازکردن قالب‌ها، به دمای محیط و نوع عضو بستگی دارد که در مبحث نهم مقررات ملی به‌صورت جدول ارائه شده است.

مقدار فولاد مصرفی روش دوم معمولاً کمتر از روش اول است، اما در روش دوم لازم است هزینه اجرای شمع‌های موقت در نظر گرفته شود. تغییر شکل دال نیز در روش دوم کمتر از روش اول می‌باشد زیرا در روش اول، مقطع فولادی به‌تنهایی تحت اثر وزن مرده بتن قرار دارد.

۶-۳-۳ مقاومت خمشی اسمی مثبت مقطع مرکب

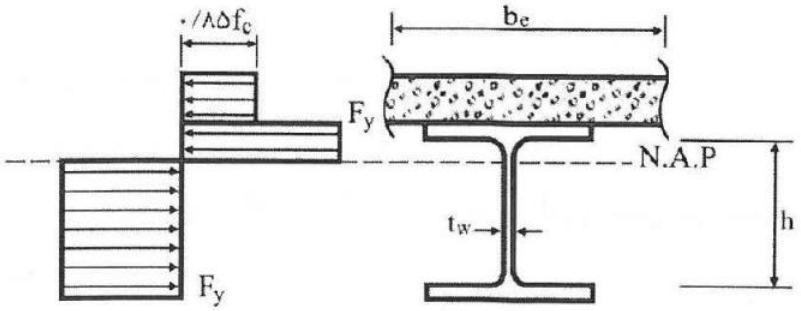
مقاومت خمشی لنگر مثبت طراحی در روش LRFD، $\phi_b M_n$ و در روش ASD، $\frac{M_n}{\Omega_b}$ می‌باشد که در آن ϕ_b و Ω_b به ترتیب ضریب تقلیل مقاومت خمشی مساوی 0.9 در روش LRFD و 1.67 در روش ASD است. همچنین M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی بر اساس حالت حدی تسلیم است که بر حسب فشردگی جان، در دو وضعیت قابل محاسبه است.

۶-۳-۳-۱ وضعیت فشردگی جان تیر

مقدار مقاومت خمشی اسمی بر حسب فشردگی جان، در دو وضعیت توسط آیین‌نامه‌ها ارائه شده است.

الف- جان فشرده

چنانچه جان مقطع فشرده باشد یعنی $\frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ مقاومت خمشی اسمی بر اساس توزیع پلاستیک در مقطع مرکب برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) تعیین می‌گردد. در این حالت، جان مقطع فشرده بوده و امکان کمانش موضعی وجود ندارد و در نتیجه لنگر پلاستیک مقطع حاصل می‌گردد. این حالت معمولاً برای مقاطع نورد شده کنترل‌کننده می‌باشد. شایان ذکر است که بررسی بال فشاری تیر برای کمانش موضعی ضرورت ندارد زیرا دال سقف علاوه بر جلوگیری از کمانش موضعی بال فشاری، به‌عنوان مهار جانبی پیوسته نیز عمل می‌کند.



شکل ۹ـ۶ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مرکب

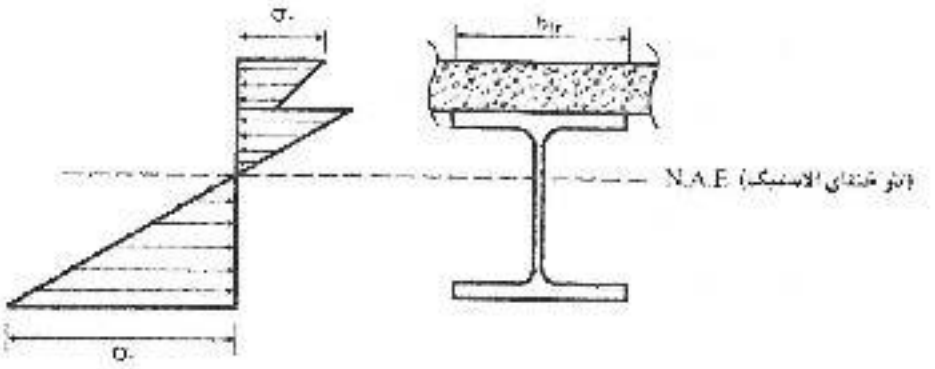
باتوجه‌به شکل فوق تمام قسمتهای فولاد تحت تنش یکنواخت f_y قرار دارد و تمام بتن در بخش فشاری خود تحت تنش یکنواخت $0.85f_c$ می‌باشد.

ب- جان غیر فشرده

چنانچه جان مقطع غیر فشرده و یا لاغر باشد، یعنی $\frac{h}{t_w} > 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برقرار باشد، مقاومت خمشی اسمی بر اساس مجموع تنش‌ها در مقطع مرکب با در نظر گرفتن اثرات شمع‌های موقت برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) تعیین می‌گردد. این حالت معمولاً در مورد تیرورق‌ها حاکم است.

توجه: تیرهای دارای جان غیر فشرده، در این کتاب مورد بررسی قرار نگرفته‌اند.

در این حالت، جان تیر غیر فشرده یا لاغر است و تنش‌های حاصل از بارهای دائمی وارد به تیر بدون شمع‌های موقت و قبل از گیرش بتن باید با تنش‌های حاصل از بارهای وارده به مقطع مرکب پس از گیرش بتن جمع شوند. چنانچه از شمع‌های موقت استفاده شود، کلیه بارهای وارده توسط مقطع مرکب حمل می‌گردد. روش مورداستفاده برای تعیین تنش‌ها در مقطع مرکب، روش تبدیل مقطع با استفاده از نسبت مدول ارتجاعی می‌باشد. نسبت مدول برابر با نسبت مدول ارتجاعی فولاد به بتن است که از رابطه $\mathrm{n} = \frac{\mathrm{E_s}}{\mathrm{E_c}}$ قابل محاسبه می‌باشد. طبق توصیه برخی مراجع نسبت مدول به نزدیکترین عدد صحیح گرد می‌شود. در این حالت دال بتنی به سطح مقطع فولاد معادل آن تبدیل می‌شود، به این ترتیب سطح مقطع بتن با به‌کار بردن عرضی برابر با $b_{tr} = \frac{b_E}{n}$ به فولاد معادل تبدیل می‌شود.



شکل ۱۰ـ۶ توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل یافته

۴-۳-۶ مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع مرکب

مقاومت خمشی منفی طرح $\phi_b M_n$ ، بر مبنای مقاومت خمشی اسمی مقطع فولادی به تنهایی و بر اساس توضیحات فصل خمش تعیین می‌شود که در آن ϕ_b ضریب تقلیل مقاومت برابر با 0.9 در روش LRFD و 1.67 در روش ASD است و M_n مقاومت خمشی منفی اسمی می‌باشد.

به‌عنوان یک روش جایگزین و در صورت برقرار بودن شرایط زیر، می‌توان مقاومت خمشی منفی را بر اساس توزیع تنش پلاستیک در مقطع مرکب برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) به دست آورد.

- مقطع تیر فولادی فشرده و دارای مهار جانبی کافی باشد
- در ناحیه لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.
- آرماتورهای دال به‌موازات تیر فولادی و در عرض مؤثر دال، شرایط لازم را برای رسیدن به حد تسلیم داشته باشند.

در حالتی که مقطع فولادی فشرده و به‌صورت مناسبی مهار شده باشد و همچنین آرماتورهای طولی در عرض مؤثر مقطع به طور کامل ضوابط مربوط به چسبندگی و طول مهاری را برآورده نمایند، مقاومت اسمی خمشی منفی بر اساس توزیع تنش پلاستیک تعیین می‌گردد.

۴-۶ برشگیر

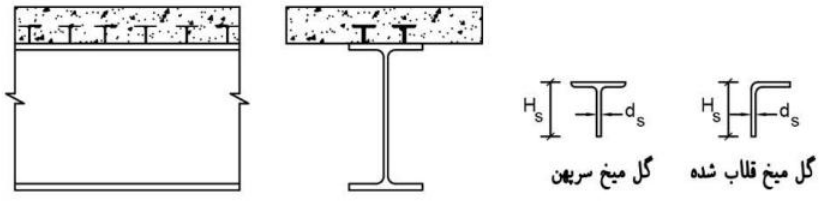
برای دستیابی به عملکرد مرکب در تیرهای ساخته شده از فولاد و بتن لازم است جریان یا نیروی برشی توسعه‌یافته در محل اتصال دو ماده به نحو مناسبی توسط قطعات اتصالی به نام برشگیر تحمل شود. انواع برشگیرهای متداول عبارتند از:

الف) گل‌میخ یا میر پهن یا قلاب شده

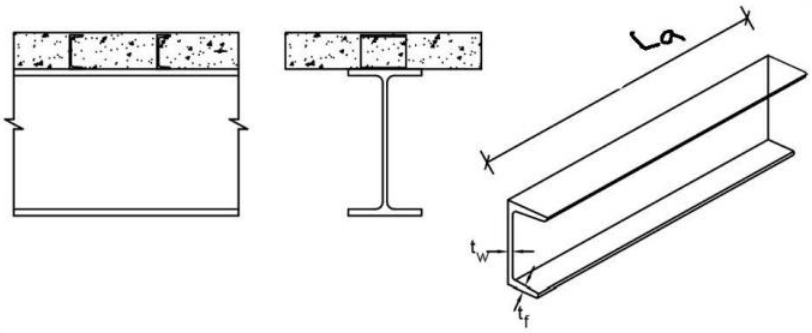
ب) ناودانی یا نبشی

ج) میلگردهای مارپیچ

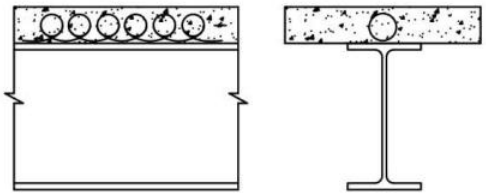
استفاده از برشگیرها به‌منظور یکپارچه کردن دال بتنی با تیرهای فولادی صورت می‌گیرد. همچنین برشگیرها نقش مهمی در ممانعت از بلند شدن دال بتنی ازروی تیر فولادی ایفا می‌کنند. بدین منظور و برای تحصیل عملکرد کامل در تیر مرکب لازم است برشگیرها صلبیت کافی نیز برای جلوگیری از لغزش در محل اتصال داشته باشند. در شکل زیر انواع مختلف برشگیر نشان‌داده‌شده است.



الف) گل میخ



ب) ناودانی



ج) میلگردهای مارپیچ

شکل ۱۱ـ۶ انواع برشگیرهای رایج در تیرهای مرکب

۶-۴-۱ ضوابط طراحی برشگیرها[1]

اتصالات برشی موردنیاز بین محل حداکثر لنگر مثبت یا منفی و محل مجاور لنگر صفر باید بین آن دو نقطه به طور یکنواخت توزیع شوند. اما در حالت بارهای متمرکز، تعداد اتصالات برشی موردنیاز بین محل بار متمرکز و محل مجاور لنگر صفر باید به مقدار کافی برای حداکثر لنگر در محل بار متمرکز باشند. به‌عبارت‌دیگر فواصل اتصالات برشی معمولاً یکنواخت در نظر گرفته می‌شوند، مگر در موارد

[1] مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۹۲

خاص و برای بارهای متمرکز که لازم است دقت بیشتری در مورد نحوه توزیع اتصالات برشی در نظر گرفته شود. در سقف‌های عرشه فولادی، به جز برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق‌های فولادی شکل داده شده، اتصالات برشگیر باید دارای حداقل ۲۵ میلیمتر پوشش بتنی جانبی باشند. حداکثر فاصله محور به محور برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت دال بتنی یا ۸۰ سانتیمتر بیشتر باشد.

تعداد اتصالات برشی موردنیاز (n) بین محل حداکثر لنگر مثبت یا منفی و محل مجاور لنگر صفر از تقسیم نیروی برشی موردنیاز (V_{hu}) به مقاومت اسمی یک اتصال برشی (Q_n) به دست می‌آید.

$$V_{hu} \le V_{hn} = \sum Q_n = n \times Q_n \rightarrow n \ge \frac{V_{hu}}{Q_n} \qquad ۶_۱۳$$

V_{hu}	نیاز مقاومت برشی افقی نهایی
V_{hn}	مقاومت برشی افقی اسمی
$\sum Q_n$	مجموع مقاومت‌های اسمی اتصالات برشگیر واقع در حد فاصل نقاط لنگر حداکثر و لنگر صفر
Q_n	مقاومت برشی اسمی هر برشگیر
n	تعداد برشگیر

توجه: تعداد برشگیر به‌دست‌آمده، برای محدوده نقاط لنگر صفر تا لنگر ماکزیمم است. در تیرهای ساده، این محدوده معادل نصف طول تیر بوده و تعداد برشگیرهای کل تیر، دوبرابر مقدار محاسبه شده است.

۶-۴-۱-۱ نیاز مقاومت برشی در ناحیه لنگرخمشی مثبت

برای عملکرد مرکب تیر فولادی با بتنی که تحت‌فشار ناشی از خمش می‌باشد، کل نیروی برش افقی V_h بین محل حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر بر اساس کمترین مقدار از حالتهای حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی تعیین می‌گردد.

$$V_{hu} = min\begin{cases}0.85 f_c A_c \\ f_y A_s\end{cases} \qquad ۶_۱۴$$

f_c	مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن	A_c	سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض مؤثر برابر $A_c = b_E t_c$
f_y	تنش تسلیم فولاد تیر	A_s	سطح مقطع تیر فولادی

۶-۴-۱-۲ نیاز مقاومت برشی در ناحیه لنگرخمشی منفی

در تیرهای مرکب پیوسته که آرماتورهای طولی در محدوده لنگر منفی با فرض عملکرد مرکب با تیر فولادی طراحی می‌شوند، کل نیروی برشی افقی بین محل حداکثر لنگر منفی و لنگر صفر باید بر اساس حالت حدی تسلیم آرماتورهای طولی دال تعیین گردد. در این رابطه A_{sr} سطح مقطع کل آرماتورهای طولی در عرض مؤثر بر روی تکیه‌گاه داخلی است که امکان به حد تسلیم رسیدن آنها وجود دارد.

$$V_{hu} = f_{yr} A_{sr} \qquad ۶_۱۵$$

A_{sr}	سطح مقطع کل آرماتورهای طولی در عرض مؤثر بر روی تکیه‌گاه داخلی
f_{yr}	تنش تسلیم آرماتورهای طولی

۶-۴-۲ برشگیر از نوع گل‌میخ

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرورفته‌اند از رابطه زیر به دست می‌آید[1]:

$$Q_n = min\begin{cases}0.5A_{sa}\sqrt{f_cE_c}\\R_gR_pA_{sa}f_u\end{cases} \qquad ۶_۱۶$$

Q_n مقاومت برشی اسمی هر برشگیر گل‌میخ

A_{sa} سطح مقطع گل‌میخ E_c مدول ارتجاعی بتن

f_u حداقل مقاومت کششی نهایی گل‌میخ R_g, R_p ضرایب اصلاحی طبق جدول ۶ـ۱

f_c مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

جدول ۱ـ۶ مقادیر ضرایب اصلاحی R_g و R_p

R_p	R_g	حالت مقطع مختلط		
0.75	1.0	بدون استفاده از ورق فولادی شکل داده شده		
0.75	1.0	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	کنگره موازی با محور تیر	با استفاده از ورق فولادی شکل داده شده
0.75	0.85	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$		
0.6	1.0	یک گل‌میخ در هر کنگره	کنگره عمود بر محور تیر	
0.6	0.85	دو گل‌میخ در هر کنگره		
0.6	0.7	سه گل‌میخ در هر کنگره (یا بیشتر)		

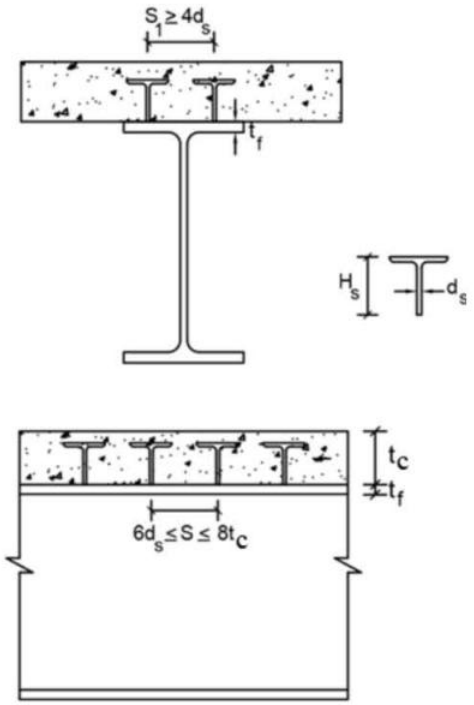
h_r ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی[2] (مطابق شکل)

w_r پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن (مطابق شکل)

قطر گل‌میخ باید کمتر از ۲/۵ برابر ضخامت بالی که به آن جوش می‌شود باشد، مگر آنکه مستقیماً بالای جان مقطع فولادی جوش شود. حداقل فاصله محور به محور گل‌میخ‌ها در امتداد محور طولی تیر مرکب ۶ برابر قطر آن و در امتداد عمود بر محور طولی ۴ برابر قطر آن باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های ذوزنقه‌ای که فاصله مرکز تا مرکز حداقل در هر دو امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد.

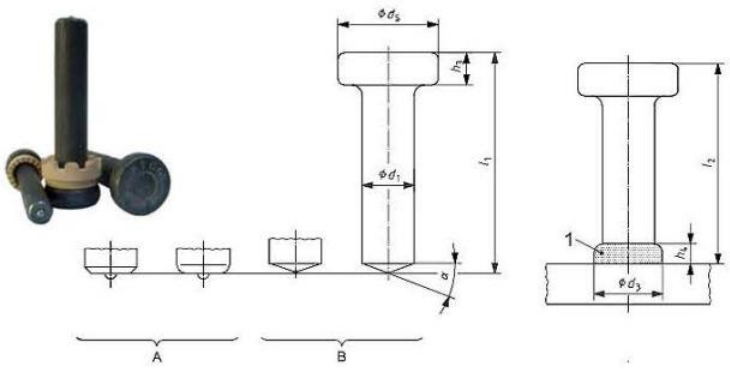
[1] به شکلهای ۱۰ ـ ۲ ـ ۸ ـ۴ و ۱۰ ـ ۲ ـ ۸ ـ۵ و ۱۰ ـ ۲ ـ ۸ ـ۶ مبحث دهم مراجعه شود.

[2] شکل صفحه ۱۲۴ مبحث دهم



شکل ۱۲ــ۶ نحوه قرار گیری گل‌میخ‌ها در تیرمرکب

مقاطع گل‌میخ موجود مطابق جدول زیر دارای قطرهای ۱۰، ۱۳، ۱۶، ۱۹، ۲۲ و ۲۵ میلیمتر هستند و طول (ارتفاع) آنها بر اساس محاسبات تعیین می‌گردد که ۱۱۵ میلیمتر از طول‌های متداول موجود در بازار است.



Key
1 weld collar
A shape A of tip (example)
B shape B of tip (example)

Figure 5 — Shear connector (SD)

Table 10 — Dimensions of shear connectors (SD) with l_2 according to Table A.4

Dimensions in millimetres

$d_1 - 0{,}4$ [a, e]	9,5	10	12,7	13	16	19	22	25	25,4
$d_5 \pm 0{,}3$	19		25		32[d]	32	35	41	
d_3[c]	13		17		21	23	29	31	
$h_3\ ^{+1}_{-0{,}5}$	7		8		8	10	10	12	
h_4[c]	2,5		3		4,5	6	6	7	
$\alpha \pm 2{,}5°$	22,5°		22,5°		22,5°	22,5°	22,5°	22,5°	
$l_1 \pm 1{,}5$	l_2[b, c] + 3		l_2[b, c] + 3		l_2[b, c] + 4	l_2[b, c] + 4,5	l_2[b, c] + 5	l_2[b, c] + 5,5	

[a] Excess diameter or production impressions in the shaft area below the head are permitted up to 0,5 mm, provided they do not affect proper plunge.
[b] Tolerance on l_2 is $^{+1}_{-2}$ mm.
[c] For special conditions, e.g. through-deck stud welding, the dimensions and the tolerances are not applicable.
[d] May be reduced to 29 mm for shear application.
[e] Use of the optional dimension depends on national regulations.

شکل ۱۳ـ۶ جدول مشخصات گل‌میخ

تست اتصال جوش گل‌میخ بر اساس آزمایش‌های استاندارد انجام می‌شود که شکل زیر نمونه گل‌میخ پس از اعمال ضربات چکش تست را نشان می‌دهد.



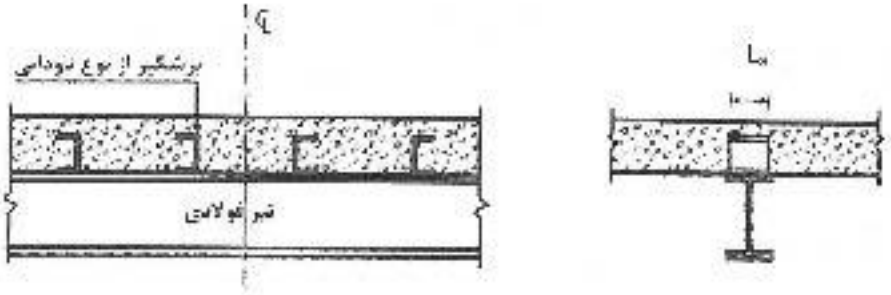
شکل ۱۴ـ۶ تست جوش گل‌میخ

۶-۴-۳ برشگیر از نوع ناودانی

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \qquad ۶_۱۷$$

Q_n	مقاومت برشی اسمی هر برشگیر ناودانی	L_c	طول ناودانی
f'_c	مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن	t_f	ضخامت متوسط بال ناودانی
E_c	معمول ارتجاعی بتن	t_w	ضخامت جان ناودانی



شکل ۶ـ۱۵ برشگیرهای ناودانی

برای برشگیر ناودانی حداقل پوشش بتنی باید 2.5cm در نظر گرفته شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز ناودانی ۵۰۰ میلیمتر است.

۶-۵ خیز در تیر مرکب

لازم به ذکر است کنترل خیز از کنترل‌های بهره‌برداری می‌باشد لذا می‌بایست بارهای بدون ضریب مورداستفاده قرار گیرند. محاسبه تغییر مکان در تیرهای مرکب به نحوه اجرای آن بستگی دارد. باتوجه‌به اجرای تیرهای مرکب در دو حالت با و بدون شمع‌بندی، نتیجه می‌شود:

الف) چنانچه در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع‌بندی استفاده شود، تغییر مکان حداکثر تیر مرکب در ناحیه الاستیک که دارای طول دهانه L و شامل بارهای مرده W_D و بارهای زنده W_L باشند، توسط رابطه زیر تعیین می‌شود

$$\delta_{max} = \beta\frac{(W_D + W_L)L^3}{E_s I_c} \qquad ۶_۱۸$$

I_c ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته (تیر کامپوزیت)

β ضریبی است که برای تعدادی از تیرها با بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی مختلف ارائه شده است

مقطع تبدیل یافته مقطعی که سطح مقطع بتن با بکار بردن عرضی برابر با $b_{tr} = \frac{b_E}{n}$ به فولاد معادل تبدیل می‌شود. برای محاسبه لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته ابتدا باید تار خنثی الاستیک را یافته و سپس لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته از قانون محورهای موازی محاسبه می‌گردد.

ب) اگر در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع‌بندی استفاده نشود، تغییر مکان حداکثر تیر فولادی قبل از گیرش بتن تحت اثر بار مرده W_{D1} توسط رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\delta_{max(D1)} = \beta \frac{(W_{D1})L^3}{E_s I_s} \qquad ۶_۳۹$$

که در آن I_s ممان اینرسی تیر فولادی تنها

پس از گیرش بتن، تغییر مکان حداکثر تیر مرکب ناشی از بارهای مرده W_{D2} و بارهای زنده W_L توسط روابط زیر به دست می‌آید:

$$\delta_{max(D2)} = \beta \frac{(W_{D2})L^3}{E_s I_c} \qquad ۶_۴۰$$

$$\delta_{max(L)} = \beta \frac{(W_L)L^3}{E_s I_c}$$

بنابراین تغییر مکان حداکثر ناشی از بارهای زنده و مرده در سیستم بدون شمع‌بندی برابر است با:

$$\delta_{max(D+L)} = \delta_{max(D1)} + \delta_{max(D2)} + \delta_{max(L)} \qquad ۶_۴۱$$

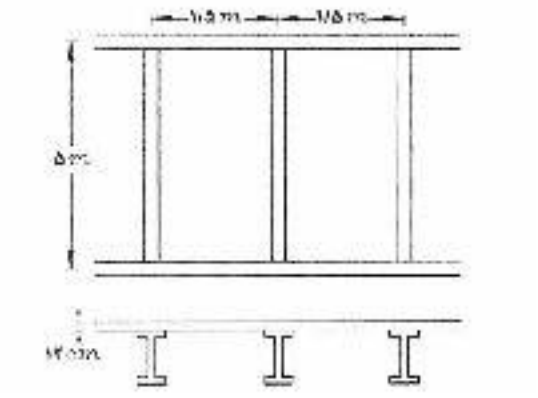
تغییر مکان‌های حداکثر به دست آمده از خیز باید از مقادیر مجاز مطابق روابط زیر کمتر باشد:

$$\delta_{max(L)} \leq \frac{L}{360} \quad \text{برای بار زنده تنها} \qquad ۶_۴۲$$

$$\delta_{max(D+L)} \leq \frac{L}{240} \quad \text{برای تمام بارهای مرده و زنده} \qquad ۶_۴۳$$

مثال ۶-۲

سیستم کف نشان‌داده‌شده در شکل زیر متشکل از تیرهای IPE به فواصل 1.5 متر و طول دهانه ۵ متر با تکیه‌گاههای ساده و دال مرکب به ضخامت ۱۲ سانتیمتر را با استفاده از شمع موقت طراحی نمایید. بار مرده سقف $600\frac{kg}{m^2}$ با در نظر گرفتن وزن تیر و بدون در نظر گرفتن وزن دال و بار زنده $500\frac{kg}{m^2}$ است. مقاومت فشاری بتن $f_c = 210\frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد.



شکل ۶ـ۱۶ نمایش سقف کامپوزیت (پلان تیر ریزی سقف)

حل) با استفاده از شمع موقت

در این حالت، سقف باید به‌صورت مرکب برای کلیه بارهای وارده طراحی گردد.

$$t_c = 12cm$$
$$f_c = 210\frac{kg}{cm^2} = 0.21\frac{ton}{cm^2} \cong 21MPa$$
$$\gamma_c = 25\frac{KN}{m^3}$$
$$E_c = \left(3300\sqrt{21} + 6900\right)\left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 26518MPa \cong 270\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۱- محاسبه لنگر نهایی M_u

محاسبه بارگسترده خطی نهایی

$$\gamma_c = 25\frac{KN}{m^3} \cong 2.55\frac{ton}{m^3}$$
$$q_D = 0.12m \times 2.55\frac{ton}{m^3} \times 1.5m + 0.6\frac{ton}{m^2} \times 1.5m = 1.36\frac{ton}{m}$$
$$q_L = 1.5m \times 0.5\frac{ton}{m^2} = 0.75\frac{ton}{m}$$
$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.36 + 1.6 \times 0.75 = 2.83\frac{ton}{m}$$
$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.36 + 1.6 \times 0.75 = 2.83\frac{ton}{m}$$

محاسبه لنگر نهایی با ترکیب بار $1.2D + 1.6L$

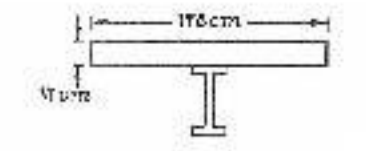
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.83 \times 5^2}{8} = 8.85\ ton.m = 885\ ton.cm$$

گام ۲- عرض مؤثر مقطع مرکب

عرض مؤثر مقطع مرکب باتوجه‌به اینکه تیر مورد بررسی تیر میانی است، محاسبه می‌شود:

$$b_E \le min\left(\frac{L}{4}, \frac{b_1+b_2}{2}\right) = min(\frac{500}{4}, \frac{150+150}{2}) = min(125,150) = 125\ cm$$
$$A_c = b_E t_c = 125 * 12 = 1500\ cm^2$$

در شکل زیر مقطع مرکب نشان‌داده‌شده است:



گام ۳- محدس اولیه پروفیل فولادی

برای حدس اولیه M_n ازآنجاکه در مقطع کامپوزیت بال بالا تحت خمش مثبت فشاری است و مهار جانبی ممانعتی دارد، با فرض استفاده از مقاطع نورد شده، می‌توان تیر را فشرده در نظر گرفت و همچنین باتوجه‌به عملکرد کامپوزیت که باعث افزایش مقاومت تیر می‌شود، M_n مقدار بزرگتری از M_y در نظر گرفته می‌شود این میزان افزایش می‌تواند از ۲ تا ۳ برابر منظور شود. توجه شود که به علت عدم بندی تیر، عملا زمانی عمل‌بندی حذف می‌شود که بال بالای تیر یا بتن درگیر شده و مهار پیوسته برقرار شود $(L_b = 0)$ که در این حالت تیر در ناحیه یک خمشی قرار دارد.

چنانچه افزایش لنگر پلاستیک به میزان ۲ برابر فرض شود:

$$M_n \cong 2.0 M_y$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi_b \times 2.0\, Z f_y \geq M_u \rightarrow Z \geq \frac{M_u}{2\phi_b f_y} = \frac{885}{0.9 \times 2 \times 2.4} = 205\,cm^3 \rightarrow try\ IPE20$$

با Z به دست آمده و با استفاده از جدول اشتال، $IPE20$ به‌عنوان مقطع کنترل انتخاب می‌گردد.

$$IPE20 \rightarrow d = 20cm, A = 28.5cm^2, Z_x = 209.7cm^3$$

گام ۴- موقعیت تار خنثی پلاستیک

برای تعیین موقعیت تار خنثی پلاستیک، در ابتدا فرض می‌شود که منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد (تار خنثی در ناحیه بتنی فرض می‌شود). سپس بعد از محاسبه a این فرض کنترل می‌شود.

$$f_c = 0.21 \frac{t on}{cm^2}$$

$$0.85 f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 28.5 \times 2.4 \rightarrow a = 3.1cm$$

$$a = 3.1cm < t_c = 12cm$$

در نتیجه تار خنثی پلاستیک، در بتن قرار دارد.

گام ۵- محاسبه ظرفیت خمشی طراحی $\phi_b M_n$ و کنترل آن

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2}\right) = 28.5 \times 2.4 \times \left(\frac{20}{2} + 12 - \frac{3.1}{2}\right) = 1398.8 con.cm$$

$$\frac{M_n}{M_y} = \frac{1398.8}{209.7 \times 2.4} = 2.78$$

کنترل ظرفیت خمشی

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 1399 = 1259\ con.cm \rightarrow OK, \frac{1259}{885} = 1.42$$

مقطع جوابگوست. به دلیل اختلاف ۴۲ درصدی نیاز و ظرفیت، پروفیل با نمره کمتر نیز بررسی می‌گردد.

$IPE18 \rightarrow d = 18cm, A = 23.9cm^2, Z_x = 160.9cm^3$

$0.85f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 23.9 \times 2.4 \rightarrow a = 2.57cm$

$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2}\right) = 23.9 \times 2.4 \times \left(\frac{18}{2} + 12 - \frac{2.57}{2}\right) = 1130.9ton.cm$

$\frac{M_n}{M_p} = \frac{1130.9}{160.9*2.4} = 2.93$

$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 1130.9 = 1017.8ton.cm \rightarrow OK, \frac{1017.8}{885} = 1.15$

مقطع جوابگوست. به دلیل اختلاف ۱۵ درصدی نیاز و ظرفیت، پروفیل با نمره کمتر نیز بررسی می‌گردد.

$IPE16 \rightarrow d = 16cm, A = 20.1cm^2, Z_x = 119cm^3$

$0.85f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 20.1 \times 2.4 \rightarrow a = 2.16cm$

$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2}\right) = 20.1 \times 2.4 \times \left(\frac{16}{2} + 12 - \frac{2.16}{2}\right) = 912.7ton.cm$

$\frac{M_n}{M_p} = \frac{912.7}{119*2.4} = 3.19$

$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 912.7 = 821.4ton.cm \rightarrow NOT\ OK$

در نتیجه مقطع IPE18 مناسب است.

ملاحظه می‌شود که با کاهش نمره پروفیل، نسبت ظرفیت خمشی اسمی مقطع به لنگر پلاستیک پروفیل افزایش می‌یابد و فرض افزایش آن به میزان ۲/۵ برابر، فرض مناسبی است.

گام ۶- کنترل فشردگی

در پروفیل‌های نورد شده، شرایط فشردگی مقطع برقرار است.

$IPE18 \rightarrow b_f = 9.1cm, t_f = 0.8cm, d - 2k = 14.6cm, t_w = 0.53cm$

$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{9.1/2}{0.8} = 5.7 \leq \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$

$\lambda_w = \frac{d-2k}{t_w} = \frac{14.6}{0.53} = 27.5 \leq \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$

مقطع فشرده است.

گام ۷- طراحی برشگیرها

$V_{hu} = \min\left(0.85f_c A_c, f_y A_s\right) \leq V_{hn} = \Sigma Q_n$

باتوجه‌به اینکه منطقه فشاری به طورکامل در بتن قرار دارد، انتظار می‌رود تسلیم فولاد کنترل‌کننده باشد و خردشدگی بتن تعیین‌کننده نباشد.

$V_{hu} = min\left(0.85f_c A_c, f_y A_s\right) = min(0.85 * 0.21 * 1500, 2.4 * 23.9) = min(267.75,57.36) = 57.36ton$

با فرض استفاده از گل‌میخ به قطر ۱۰ میلیمتر و حداقل ارتفاع ۴۰ میلیمتر، مقاومت برشی هر گل‌میخ به دست می‌آید.

$Q_n = min\left(0.5A_{sa}\sqrt{f_c E_c}, R_g R_p A_{sa} f_u\right)$

$A_{sa} = \frac{\pi*1^2}{4} = 0.785cm^2$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f_cE_c} = 0.5 \times 0.785 \times \sqrt{0.21 \times 270} = 2.96ton$$
$$R_gR_pA_{sa}f_u = 1 \times 0.75 \times 0.785 \times 4.5 = 2.64ton$$
$$\mathrm{Q_n} = min(2.96, 2.64) = 2.64\mathrm{ton}$$

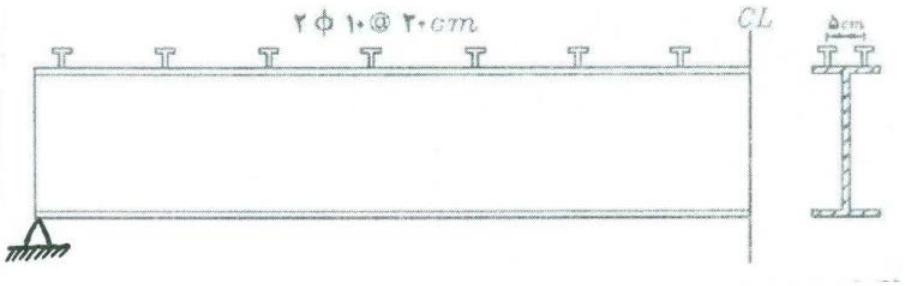
محاسبه تعداد گل‌میخ (در نصف تیر):

$$V_{hu} \le V_{hn} = \Sigma Q_n = nQ_n \rightarrow n \ge \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{57.4}{2.64} = 21.7 \Rightarrow n = 22 = 2 * 11$$

تعداد گل‌میخ به دست آمده باید در فاصله حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر توزیع شوند. اگر این فاصله باتوجه‌به عرض تکیه‌گاهها به طور تقریبی $2.2\mathrm{m}$ در نظر گرفته شود و با فرض دو گل‌میخ در هر ردیف، فاصله گل‌میخ‌ها به دست می‌آید.

$$s = \frac{220}{11} = 20cm \rightarrow use\ 2\phi10\ @\ 20cm$$

تیر طراحی شده به‌صورت کامپوزیت در حالت با شمع‌بندی در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.



گام ۸- بررسی برش قائم تیر فولادی

با صرف‌نظر کردن از تحمل برش قائم بتن در مقطع تیر کامپوزیت، کل برش مقطع را باید تیر فولادی تنها تحمل کند.

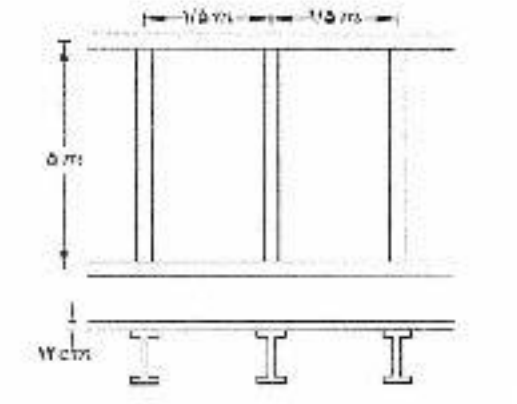
برای مقطع پروفیل نورد شده باتوجه‌به رابطه $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برای بررسی برش نتیجه می‌شود:

$$\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{146}{5.3} = 27.5 \le 64.7 \rightarrow C_v = 1, V_n = 0.6f_yA_wC_v, \phi_v = 1$$
$$\phi_vV_n = 1 \times 0.6 \times 2.4 \times (18 \times 0.53) \times 1 = 13.7ton$$
$$V_u = \frac{q_uL}{2} = \frac{2.83 \times 5}{2} = 7.1ton$$
$$V_u = 7.1\ ton \le \phi_vV_n = 13.7ton \rightarrow OK$$

مقطع مورد بررسی از نظر برش نیز قابل‌قبول می‌باشد.

مثال ۶-۳ (تشابه با مثال قبل)

سیستم کف نشان‌داده‌شده شکل زیر متشکل از تیرهای IPE به فواصل 1.5 متر و طول دهانه ۵ متر با تکیه‌گاههای ساده و دال مرکب به ضخامت ۱۲ سانتیمتر را بدون استفاده از شمع موقت طراحی نمایید. بار مرده $600\frac{kg}{m^2}$ بدون در نظر گرفتن وزن دال و وزن تیر و بار زنده $500\frac{kg}{m^2}$ است. مقاومت فشاری بتن $f'_c = 210\frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد.



شکل ۱۲ـ۶ نمایش سقف کامپوزیت (پلان تیر ریزی سقف)

حل) بدون استفاده از شمع موقت

در این حالت، تیر فولادی باید به‌تنهایی وزن مرده بتن را بتواند تحمل کند. تا قبل گیرش بتن با لحاظ نکردن روشی برای جلوگیری از کمانش جانبی تیر فولادی، عملکرد تیر فولادی به صورت مهار نشده می‌باشد.

$$t_c = 12cm$$

$$f_c = 210\frac{kg}{cm^2} = 0.21\frac{ton}{cm^2} \cong 21MPa$$

$$\gamma_c = 25\frac{KN}{m^3}$$

$$E_c = \left(3300\sqrt{21} + 6900\right)\left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 26518MPa \cong 270\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۱- محاسبه ظرفیت خمشی M_n تیر فولادی قبل از گیرش بتن

$$\gamma_c = 25\frac{KN}{m^3} \cong 2.55\frac{ton}{m^3}$$

برای در نظر گرفتن وزن تیر، مقطع تیر معادل مقطع حالت قبل $IPE18$ فرض می‌شود.

$$IPE18: G = 18.8\frac{Kg}{m}$$

باتوجه‌به اینکه در این مرحله فقط بار بتن تازه (بار مرده) به تیر وارد می‌شود لذا ترکیب بار $1.4D$ از میان ترکیب بارهای مختلف، انتخاب می‌گردد.

$$q_{D1} = 0.12m \times 2.55\frac{ton}{m^3} \times 1.5m + \frac{18.8\frac{kg}{m}}{1000} = 0.48\frac{ton}{m}$$

$$q_u = 1.4\,q_{D1} = 0.67\frac{ton}{m}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{0.67 \times 5^2}{8} = 2.09\,ton.m = 209\,ton.cm$$

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.06\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 105.7cm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y\, h_\circ}{2 \cdot S_x}} = \sqrt{\frac{101 \times 17.2}{2 \times 146}} = 2.44cm$$

$$J = \frac{1}{3}\sum(bt^3) = \frac{1}{3}[2 \times 0.8^3 \times 9.1 + 0.53^3 \times (18 - 2 \times 0.8)] = 3.92cm^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_\circ} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_\circ}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 2.44 \frac{2040}{0.7 * 2.4} \sqrt{\frac{3.92 * 1}{146(18 - 0.8)} + \sqrt{\left(\frac{3.92 * 1}{146(18 - 0.8)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 * 2.4}{2040}\right)^2}}$$

$$= 374.8cm$$

$$L_b = 500cm > L_r = 378.8cm$$

برای محاسبه C_b نیاز به معادله لنگر می‌باشد که به‌صورت زیر به دست می‌آید.

$$R_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{0.67 * 5}{2} = 1.67\ ton$$

$$M_x = -\frac{q_u x^2}{2} + R_A x = -0.335x^2 + 1.67x$$

$$M_A\left(x = \frac{1}{4} \times 5\right) = -0.335(1.25^2) + 1.67 \times 1.25 = 1.56\ ton.m$$

$$M_B\left(x = \frac{1}{2} \times 5\right) = -0.335(2.5^2) + 1.67 \times 2.5 = 2.08\ ton.m$$

$$M_C\left(x = \frac{3}{4} \times 5\right) = -0.335(3.75^2) + 1.67 \times 3.75 = 1.55\ ton.m$$

لازم به ذکر است مقادیر M_A و M_C به دلیل تقارن، یکسان هستند و اختلاف ناچیز ایجاد شده به دلیل خطای محاسباتی ناشی از روند کردن اعداد محاسبه شده است.

$$M_{max} = 2.08\ ton.m$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m = \frac{12.5 \times 2.08}{2.5 \times 2.08 + 3 \times 1.56 + 4 \times 2.08 + 3 \times 1.55} \times 1$$

$$= 1.136$$

لازم به ذکر است ضریب C_b برای تیرهای ساده دارای بارگسترده همواره برابر مقدار فوق به دست می‌آید.

$$f_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = \frac{1.13 * \pi^2 * 2040}{\left(\frac{500}{2.44}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{3.92 * 1}{146 * 17.2} * \left(\frac{500}{2.44}\right)^2}$$

$$= 1.33 \frac{ton}{cm^2}$$

$$M_n = f_{cr} S_x = 1.33 \times 146 = 194.1ton.cm$$

گام ۲- کنترل تیر فولادی قبل از گیرش

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$M_u = 209ton.cm \nleq \phi_b M_n = 0.9 \times 194.1 = 174.7ton.cm \rightarrow NOT\ OK$

پروفیل $IPE18$ به‌صورت مهار نشده جوابگوی وزن مرده بتن و تیر نمی‌باشد، در نتیجه پروفیل $IPE20$ انتخاب می‌شود. در این مرحله در صورت تغییر قابل توجه در وزن تیر، باید مقدار q_D دوباره محاسبه گردد.

$IPE20: A_s = 28.5cm^2$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.24 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 114.9cm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_\circ}{2 \cdot S_x}} = \sqrt{\frac{142 \times 19.15}{2 \times 194}} = 2.65cm$$

$$J = \frac{1}{3}\sum(bt^3) = \frac{1}{3}[2 \times 0.85^3 \times 10 + 0.56^3 \times (20 - 2 \times 0.85)] = 5.17cm^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_\circ} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_\circ}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 2.65 * \frac{2040}{0.7 * 2.4} \sqrt{\frac{5.17 * 1}{194(20 - 0.85)} + \sqrt{\left(\frac{5.17 * 1}{194(20 - 0.85)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 * 2.4}{2040}\right)^2}}$$

$$= 393.6cm$$

$L_b = 500cm > L_r = 393.6m$

$$f_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_\circ}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$f_{cr} = \frac{1.136 \times \pi^2 \times 2040}{(\frac{500}{2.64})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{5.16 * 1}{194 \times 19.15}\left(\frac{500}{2.64}\right)^2} = 1.41 \frac{ton}{cm^2}$$

$M_n = f_{cr} S_x = 1.41 \times 194 = 273.4ton.cm$

$M_u = 209ton.cm \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 273.4 = 246.1ton.cm \rightarrow OK$

مقطع $IPE20$ بدون مهار جانبی، جوابگو می‌باشد.

گام ۳- کنترل تیر مرکب پس از گیرش بتن

مقطع پس از گیرش و به‌صورت مرکب بررسی می‌شود. بدیهی است که مقطع در این حالت جوابگوست، اما مقطع کنترل می‌شود.

برای تعیین موقعیت تار خنثی پلاستیک، در ابتدا فرض می‌شود که منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد، سپس بعد از محاسبه a این فرض کنترل می‌شود.

$IPE20 \rightarrow A = 28.5cm^2$

$0.85 f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 28.5 \times 2.4 \rightarrow a = 3.07cm$

$a = 3.07cm \leq t_c = 12cm$

در نتیجه تار خنثی در بتن قرار دارد (دال مناسب).

محاسبه M_n

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2}\right) = 28.5 \times 2.4 \times \left(\frac{20}{2} + 12 - \frac{3.07}{2}\right)\frac{1}{100} = 1400\ ton.cm$$

کنترل ظرفیت خمشی

$$q_D = 0.12m \times 2.55\frac{ton}{m^3} \times 1.5m + 0.6\frac{ton}{m^2} \times 1.5m + \frac{22.4\ kg/m}{1000} = 1.38\frac{ton}{m}$$

$$q_L = 1.5m \times 0.5\frac{ton}{m^2} = 0.75\frac{ton}{m}$$

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.38 + 1.6 \times 0.75 = 2.86\frac{ton}{m}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.86 \times 5^2}{8} = 8.92ton.m = 892\ ton.cm$$

$$M_u = 892ton.cm \le \phi_b M_n = 0.9 \times 1400 = 1259.8\ ton.cm$$

لازم به ذکر است مقطع مرکب $IPE18$ نیز احتمالاً پاسخگوی نیاز خمشی است ولی برای حالت قبل از گیرش، مناسب نیست. در نتیجه مقطع $IPE20$ مناسب است.

گام ۴- طراحی اتصالات برشی

در این حالت از اتصالات برشی ناودانی استفاده می‌شود. مقطع $UNP6$ انتخاب می‌شود تا مقداری پوشش بتن بالای ناودانی در نظر گرفته شود. طول ناودانی نیز باتوجه‌به عرض بال تیر فولادی ۵ سانتیمتر انتخاب می‌شود.

$$V_{hu} = \min\left(0.85f_c A_c, f_y A_s\right) \le V_{hn} = \Sigma Q_n$$

باتوجه‌به اینکه منطقه فشاری به طورکامل در بتن قرار دارد، انتظار می‌رود تسلیم فولاد کنترل‌کننده باشد و خردشدگی بتن تعیین‌کننده نباشد.

$$V_{hu} = min\left(0.85f_c A_c, f_y A_s\right) = min(0.85 \times 0.21 \times 1500, 2.4 \times 28.5) = min(267.75, 68.4)$$

$$V_{hu} = 68.4ton$$

مقاومت ناودانی به‌صورت زیر به دست می‌آید:

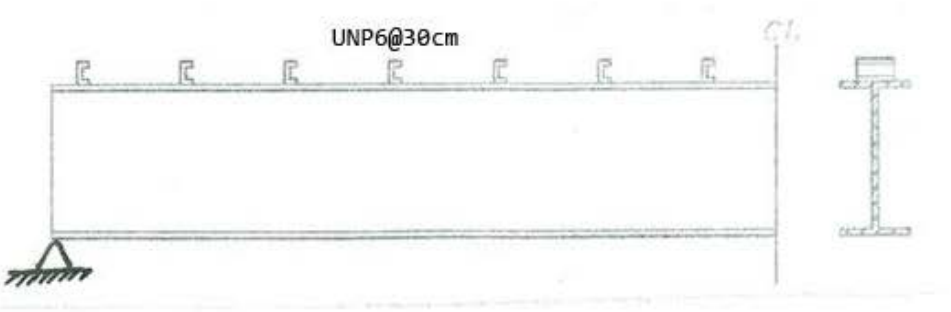
$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_c E_c} = 0.3(0.6 + 0.5 \times 0.6) \times 5\sqrt{0.21 \times 270} = 9.78ton$$

محاسبه تعداد ناودانی‌ها طبق رابطه زیر برابر است با:

$$V_{hu} \le V_{hn} = nQ_n \rightarrow n \ge \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{68.4}{9.78} = 6.99 \rightarrow n = 7$$

$$s \le \frac{220}{7} = 32.9cm \rightarrow use\ UNP6@30\ cm$$

تیر طراحی شده به‌صورت کامپوزیت در حالت بدون شمع‌بندی در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.



مثال ۶-۴

تغییر شکل مقطع طراحی شده مثال قبل را در هر دو حالت با و بدون شمع‌بندی موقت به دست آورید و با مقدار مجاز مقایسه نمایید.

حل الف) با استفاده از شمع موقت

در این حالت ابتدا مقطع معادل فولادی تشکیل می‌شود، برای این کار b_{tr} با فرض $n = 7$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$b_{tr} = \frac{b_E}{n} = \frac{125}{7} = 17.85cm$$

باتوجه‌به مقطع معادل فولادی $\bar{y}$ ارتفاع تار خنثی محاسبه می‌شود.

$$IPE18 \rightarrow A = 23.9cm^2, I_x = 1320cm^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{17.85\times12\times6+23.9\times\left(12+\frac{18}{2}\right)}{17.85\times12+23.9} = 7.51cm$$

از بتن کششی در محاسبه لنگر اینرسی مقطع مرکب صرف‌نظر می‌شود. لنگر اینرسی مقطع مرکب برابر است با:

$$I_c = I_x + Ad^2 + \frac{1}{3}b_{tr}\bar{y}^3 = 1320 + 23.9\times\left(12+\frac{18}{2}-7.51\right)^2 + \frac{17.85\times7.51^3}{3} = 8189.5cm^4$$

با محاسبه لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته، تغییر شکل تحت بار زنده محاسبه می‌شود.

$$q_L = 0.75\frac{ton}{m} = 7.5 * 10^{-3}\frac{ton}{cm}$$

$$\delta_{max(L)} = \frac{5}{384}\frac{(q_L)L^4}{E_s I_c} = \frac{5}{384}\frac{7.5*10^{-3}\frac{ton}{cm}\times500^4}{2040\times8189.5} = 0.37cm \leq \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.4cm \rightarrow OK$$

تغییر شکل تحت بار مرده و زنده نیز با لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته محاسبه می‌شود.

$$q_D = 0.12\times2.55\times1.5 + 0.6\times1.5 = 1.36\frac{ton}{m} = 13.6 * 10^{-3}\frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{max(D)} = \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{E_s I_s} = \frac{5}{384}\frac{13.6 * 10^{-3}\times500^4}{2040\times8189.5} = 0.66cm$$

$$\delta_{max} = \delta_D + \delta_L = 0.66 + 0.37 = 1.03cm$$

$$\delta_{max} = 1.03\ cm \leq \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.1\ cm \rightarrow OK$$

تغییر شکل مقطع موردنظر جوابگو می‌باشد.

حل ب) بدون استفاده از شمع موقت

در ابتدا تغییر شکل عضو فولادی تحت اثر وزن مرده بتن به دست می‌آید:

$$q_{D1} = 0.12 \times 2.55 \times 1.5 = 0.46\frac{ton}{m} = 4.6 * 10^{-3}\frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{max(D1)} = \frac{5}{384}\frac{q_{D_1}L^4}{E_sI_s} = \frac{5}{384}\frac{4.6 * 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 1940} = 0.95cm$$

تغییر شکل عضو فولادی پس از گیرش بتن:

تار خنثی و لنگر اینرسی مقطع مرکب محاسبه می‌شود.

$$b_{tr} = \frac{b_E}{n} = \frac{125}{7} = 17.85cm$$

$$IPE20 \rightarrow A = 28.5cm^2, I_x = 1940cm^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{17.85\times12\times6+28.5\times\left(12+\frac{20}{2}\right)}{17.85\times12+28.5} = 7.9cm$$

$$I_c = I_x + Ad^2 + \frac{1}{3}b_{tr}\bar{y}^3 = 1940 + 28.5 \times \left(12 + \frac{20}{2} - 7.9\right)^2 + \frac{17.85\times7.9^3}{3} = 10540cm^4$$

تغییر شکل ناشی از بار مرده علاوه بر وزن دال به‌صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$q_{D2} = 0.6 \times 1.5 = 0.9\frac{ton}{m} = 9 * 10^{-3}\frac{ton}{cm}$$

$$\delta_{max(D2)} = \frac{5}{384}\frac{q_{D_2}L^4}{E_sI_c} = \frac{5}{384}\frac{9 * 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 10540} = 0.34cm$$

تغییر شکل ناشی از بار زنده:

$$\delta_{max(L)} = \frac{5}{384}\frac{q_LL^4}{E_sI_c} = \frac{5}{384}\frac{7.5*10^{-3}\times500^4}{2040\times9938} = 0.28cm \leq \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.4cm \rightarrow OK$$

$$\delta_{max} = \delta_{D1} + \delta_{D2} + \delta_L = 0.95 + 0.34 + 0.28 = 1.57cm$$

$$\delta_{max} = 1.57\ cm \leq \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.1\ cm \rightarrow OK$$

تغییر شکل مقطع موردنظر جوابگو می‌باشد.

۶-۶ کنترل تغییرمکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش و جمع‌شدگی بتن

محاسبه خیز در تیرهای مرکب نمی‌تواند به‌صورت دقیق صورت پذیرد. افزون بر ترک‌خوردگی بتن در تیرهای سراسری رفتار غیرخطی برشگیرها حتی زیر اثر بار بهره‌برداری، سبب دشواری محاسبه خیز حتی برای تیرهای ساده می‌شود. علاوه بر این، باید اثر خزش بتن زیر اثر بارهای دائمی و نیز جمع‌شدگی آن در نظر گرفته شود.

۶-۶-۱ کنترل تغییرمکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش بتن

برای واردکردن اثر خزش، محاسبه لنگر اینرسی مقطع با کاهش ضریب ارتجاعی بتن صورت می‌پذیرد. این ضریب ارتجاعی کاهش‌یافته که در واقع، ضریب ارتجاعی مؤثر بتن است، طبق رابطه زیر بیان می‌شود:

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1+c} \qquad ۶_۲۴$$

E_{ce} ضریب ارتجاعی مؤثر بتن

c ضریب خزش که به طور معمول برابر با ۲ فرض می‌شود.

بنابراین طبق رابطه فوق، ضریب ارتجاعی مؤثر بتن $E_{ce} = \frac{E_c}{3}$ خواهد بود. برای بارهای دائمی، لنگر اینرسی با استفاده از نسبت ارتجاعی مؤثر $n_e = \frac{E_s}{E_{ce}}$ حساب می‌گردد. بارهای دائمی، بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده هستند. برای محاسبه خیز ناشی از باقیمانده بار زنده همان نسبت ارتجاعی معمول بکار می‌رود. باید افزود، در پلهای مرکب محاسبه تنش‌ها نیز با در نظر گرفتن اثر خزش صورت می‌پذیرد.

۶-۶-۲ کنترل تغییرمکان در تیر مرکب همراه با اثر جمع‌شدگی بتن

علاوه بر خزش، جمع‌شدگی بتن نیز منجر به خیز می‌شود. در اثر جمع‌شدگی نیرویی در تاوه بتنی به میزان زیر پدید می‌آید:

$$N_{sh} = E_{ce}\varepsilon_{sh}b_E t_c \qquad ۶_۲۵$$

N_{sh} نیروی جمع‌شدگی در بتن

b_E عرض مؤثر دال بتنی

t_c ضخامت دال بتنی

ε_{sh} کرنش جمع‌شدگی آزاد بتن معمولی که مطابق آیین نامه اروپا، برای محیط خشک و مرطوب به ترتیب مساوی 325×10^{-6} و 200×10^{-6} معین گردیده است.

نیروی N_{sh} در مرکز سطح بتن عمل نموده و سبب ایجاد لنگر مثبت در تیرهای ساده می‌شود. لنگر مزبور از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$M_{sh} = N_{sh}e \qquad ۶_۲۶$$

e فاصله بین مرکز سطح بتن و مرکز سطح کل مقطع تبدیل یافته، با تبدیل بتن به فولاد با n_e

لنگر M_{sh} در طول تیر ثابت است و منجر به خیز رو به پایین در تیر ساده می‌شود. این خیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\delta_{sh} = \frac{M_{sh}L^2}{8E_s I_e} \qquad ۶_۲۷$$

L طول تیر

I_e ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته با n_e

در تیرهای سراسری از یک سو پیوستگی تیر باعث کاهش خیز شده و از سوی دیگر ترک‌خوردگی بتن سبب افزایش خیز می‌شود. خاطرنشان می‌کند، ازآنجاکه نمودار لنگر تابعی از تغییرات لنگر اینرسی در طول تیر است، طول ناحیه ترک‌خورده، خود با تکرار تحلیل، معین می‌شود. باید دانست، مطالعات انجام شده نشان می‌دهند، کاهش خیز ناشی از سراسری بودن تیر بزرگ‌تر از میزان افزایش آن به‌خاطر ترک‌خوردگی است. به این خاطر، تحلیل تیر سراسری با چشم‌پوشی‌کردن از ترک‌خوردگی به‌صورت تیر دو سر مفصل برای هر دهانه در جهت اطمینان خواهد بود.

لازم به ذکر است، مقایسه آزمایشات صورت پذیرفته با نتایج تحلیل سازه بر مبنای روش ارائه شده نشانگر این است که روش نظری مزبور، خیز تیرها را بین ۱۵ تا ۲۰ درصد کم تخمین می‌زند.

۶-۷ کنترل ارتعاش تیر مرکب

علاوه برخیز، باید ارتعاش سقف‌های مرکب را به‌ویژه در محلی که فاقد تیغه‌بندی است، کنترل نمود. روش‌ها و معیارهای متفاوتی برای تعیین فرکانس نوسان و نیز حد مجاز آن وجود دارد. به‌طورکلی، فرکانس ارتعاش یک تیر را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{\delta}} \qquad ۶_۲۸$$

g شتاب ثقل

δ خیز وسط دهانه یک سیستم یک درجه آزادی معادل تیر، تحت اثر وزن آن است.

مقدار δ ، طبق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\delta = \frac{\delta_b + \delta_g}{1.3} + \delta_s \qquad ۶_۲۹$$

δ_b خیز شاه‌تیر در محل اتصال به تیر

δ_s تغییرمکان قائم ستون یا دیوار تکیه‌گاه شاه‌تیر

از عامل δ_s در ساختمان‌های کوتاه می‌توان چشم پوشی نمود. باید دانست، در تیرهای سراسری گره ارتعاشی در تکیه‌گاهها پدید می‌آید و برای کنترل نوسان باید آنها را به‌صورت تیر ساده پنداشت. باتوجه‌به دشواری بکارگیری روابط فوق، می‌توان از رابطه تقریبی زیر برای محاسبه فرکانس ارتعاش تیرها بهره جست:

$$f = K\sqrt{\frac{gEI_{tr}}{WL^4}} \qquad ۶_۳۰$$

K مقدار این ضریب در این رابطه برای تیرهای ساده مساوی $\frac{\pi}{2}$ است.

I_{tr} ممان اینرسی تبدیل یافته ترک نخورده تیر مرکب

W بار وارد بر واحد طول تیراست که باردائمی است و به طور معمول درآن تنها بار مرده درنظر گرفته می‌شود، گرچه می‌توان تا ۲۵ درصد بار زنده را نیز به آن افزود.

برای محاسبه ارتعاش تیرهای دو سر مفصل تحت بار مرده یکنواخت می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \qquad ۶_۳۱$$

I ممان اینرسی تیر (m^4)

L طول تیر (m)

g شتاب ثقل $g = 9.81\frac{m}{s^2}$

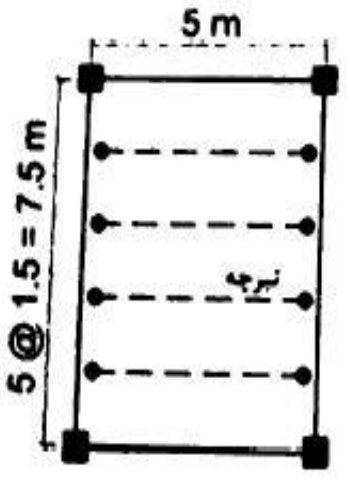
q_D بار مرده یکنواخت $(\frac{N}{m})$

E ضریب ارتجاعی مصالح تیر $(\frac{N}{m^2})$

راهنمای مقررات ملی ساختمان‌های فولادی ایران توصیه می‌کند، فرکانس ارتعاش تیرها از ۵ تا ۶ هرتز کوچک‌تر نبوده و در صورت امکان به حدود ۱۰ هرتز رسانده شود. افزون بر این، بهتر است نسبت ارتفاع مقطع به طول دهانه از ۱ به ۲۰ کوچک‌تر انتخاب نگردد.

۶-۸ تست‌های فصل ششم

۱. در شکل زیر پلان یک ساختمان فولادی با تیرچه‌های مختلط نشان‌داده‌شده است. اگر ضخامت دال بتنی یک تخت برابر ۱۰۰ میلی‌متر و مقطع تیرچه های مختلط از IPE200 باشد و تیرچه ها دارای عملکرد مختلط کامل باشند. آنگاه بر اساس روش توزیع پلاستیک تنش ، مقاومت خمشی طراحی تیرچه های مختلط بر حسب kN.m به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟(اردیبهشت ـ۹۷)



Fy = 240 MPa

Fc = 25 MPa Wc = 2500 Kg/m^ 4

۱) ۱۲۸ ۲) ۴۸ ۳) ۹۶ ۴) ۱۱۵

محاسبه عرض موثر بتن برای هر تیرچه:

$$b_e = 2 \times Min\left(\frac{5000}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1250\ mm$$

۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

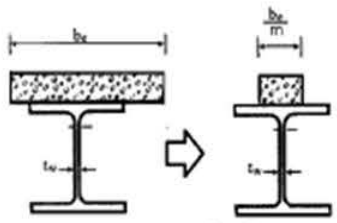
عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبهٔ دال

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:



در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29 \qquad \rightarrow \frac{b_e}{m} = \frac{1250}{11.29} = 110.67\ mm$$

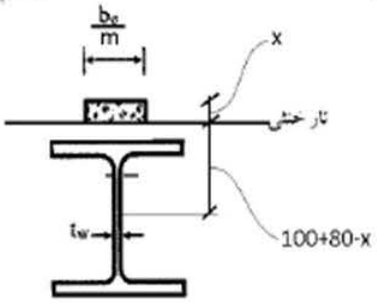
بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1250}{11.29} \times 100 = 11067\ mm^2$$

که بیشتر از مساحت IPE200 ($A_{IPE200} = 2850\ mm^2$) می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):

$$x \times 110.67 = 2850 \quad \rightarrow x = 25.75\ mm$$

$$\varphi M_n = \varphi A F_y \left(100 + 100 - \frac{x}{2}\right) = 0.9 \times 2850 \times 240 \left(100 + 100 - \frac{25.74}{2}\right) = 115\ kN.m$$

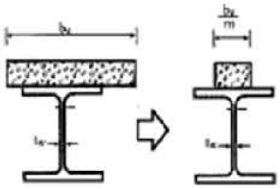


۲. در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 وتیر آهن های IPE200 (با سطح مقطع 2850) از فولاد با تنش تسلیم MPa 240 ، ضخامت دال 80 mm و عرض مؤثر دال بتنی هر تیر یک متر میباشد. مقاومت خمشی اسمی (Mu) مثبت هر تیر مختلط حدودا چند KN میباشد؟ (مرداد ۹۴)

۱) ۱۳۲ ۲) ۱۱۲ ۳) ۹۶ ۴) ۸۴

با توجه به اینکه IPE200 یک مقطع فشرده می باشد، نسبت h/t آن پایین بوده و مقاومت خمشی پلاستیک مقطع منظور خواهد شد (حالت از آیین نامه که در زیر آمده است).

ابتدا باید محل تارخنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:



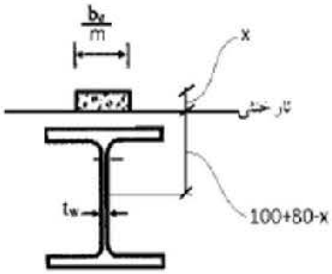
در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1000}{11.29} \times 80 = 7085\ mm^2$$

که بیشتر از مساحت فولاد می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):



$$x \times \frac{1000}{11.29} = 2850 \quad \rightarrow x = 32.17\ mm$$

$$M_n = A F_y \left(100 + 80 - \frac{x}{2}\right) = 112117860\ N.mm = 112\ kN.m$$

۳. یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه ۶ متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی 100 mm ، تیرچه های فولادی IPE 200 (A=2850 mn ^2) به فاصله ۲ متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه 1.5 m باشد و در صورتی که از ناودانی UNP 60 به طول ۶۰ میلی متر با فواصل مساوی از یکدیگر به‌عنوان برش گیر استفاده شود. حداکثر فاصله ناودانی ها (بر حسب میلی متر)حدودا چقدر است؟ (رده بتن C30 با 30000 MP ـ Ec، فولاد با Fy = 240 MPa ، ضخامت جان ناودانی برابر Tw= 6mm و ضخامت بال ناودانی برابر Tr = 6 mm بوده و تیر بارگسترده یکنواخت را تحمل می کند)(محاسبات مرداد ۹۴)

۲۰۰(۱ ۸۰۰(۲ ۴۰۰(۳ ۶۰۰(۴

نیروی وارد بر برشگیرها (در نصف طول تیر) برابر است با:

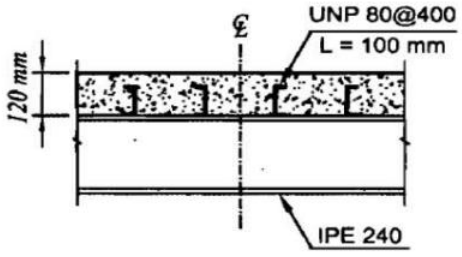
$$Min(0.85f_cA_c, F_yA_s) = Min(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = Min(3825000, 684000) = 684\ kN$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_cE_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6)60\sqrt{30 \times 30000} = 153686.7\ N = 153.6\ kN$$

بنابراین تعداد برشگیرهای لازم در نیمه تیر برابر $\frac{684}{153.6} = 4.45$ می باشد و در کل تیر به اندازه ۱۰ برشگیر لازم خواهد بود که با توجه به اینکه کل طول تیر ۶ متر می باشد، فواصل آنها از هم برابر $\frac{6000\ mm}{10} = 600\ mm$ خواهد بود.

۴. مقاومت برشی افقی اسمی (V hn) تیر مقطع مختلط نشان‌داده‌شده که متکی بر دال بتنی میباشد.بر حسب کیلو نیوتن به کدام مقدار زیر نزدیک تر است؟ تیر مختلط به‌صورت تیر دو سر ساده به طول ۶ متر بوده و تحت بارگسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی ها در طول تیر ۱۶ عدد میباشد. ناودانی ها دارای طول 100mmضخامت جان 6mmوضخامت 8mm میباشد بتن دال دارای Ec=25000 MPa وFc= 25 MPa است، فاصله ناودانی ها از یکدیگر ۴۰۰ میلی متر است.

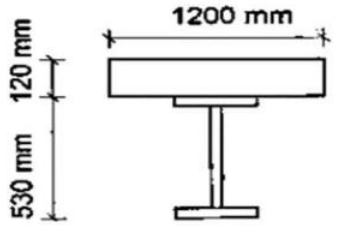


۲۶۰۹(۱ ۲۰۸۷(۲ ۱۳۰۴(۳ ۵۲۱(۴

مقاومت هر ناودانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_cE_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888\ N = 261\ kN$$

۵. یک تیر دو سر ساده با مقطع خمشی، تشکیل شده است از یک تبر ورق I شکل با جان PL 500 *10mm و بال های PL200*15 mm. ضخامت دال 120mmو عرض مؤثر آن در هر طرف تیر 600 mm است. میلگرد دال S340رده بتن C25 و فولاد تیر ورق ST37 (Fy=240 MPa ،Fu=370MPa) فرض میشود. برای عملکرد مختلط کامل این تیر ، مقاومت برشی افقی موردنیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات خرداد۹۳)



۱) 3060kN ۲) 2640kN ۳) 1530kN ۴) 1320kN

$$\left.\begin{aligned} V_{hu} &= 0.85 \times 25 \times 1200 \times 120 = 3060\ kN \\ V_{hu} &= 240 \times (500 \times 10 + 2 \times 200 \times 15) = 2640\ kN \end{aligned}\right\} V_{hu} = 2640\ kN$$

۶-۹ مسائل فصل ششم

توجه:

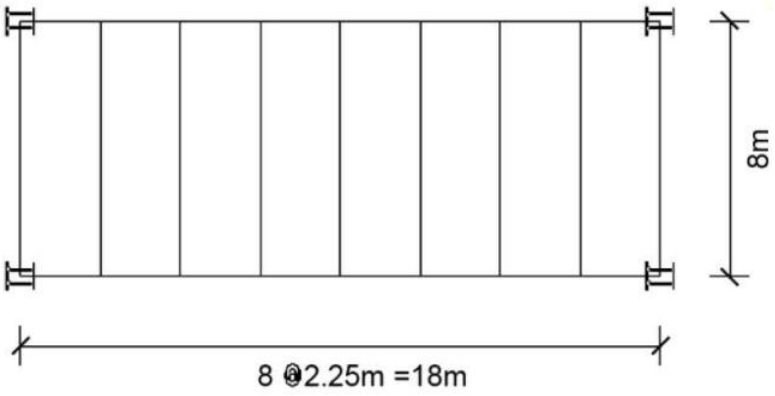
- فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

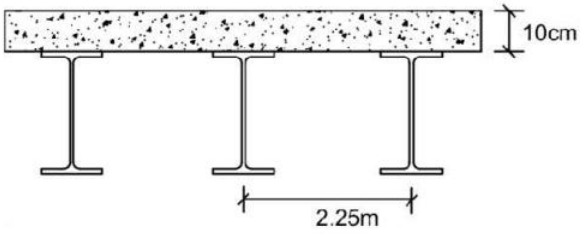
تمرین ۶-۱

برای پوشش یک سقف با ابعاد $8m \times 18m$ از تیرهای فولادی به فواصل 2.25m و پوشش بتنی C25 به ضخامت 10cm مطابق شکل زیر استفاده شده است. چنانچه بارهای وارده شامل بار سقف کاذب و گچ خاک و سفیدکاری مجموعاً $80\frac{kg}{m^2}$ و پوشش روی دال بتنی از ملات موزاییک با ضخامت ۵ سانتیمتر به میزان $100\frac{kg}{m^2}$ و بار معادل تیغه‌بندی برابر $100\frac{kg}{m^2}$ و بار زنده q_L باشند، تیرهای مرکب میانی را از نیمرخ IPE در دو حالت اجرا با شمع‌بندی و اجرا بدون شمع‌بندی با اتصالات برشی گل‌میخ طراحی کنید.

$$q_L = 0.01\kappa \frac{ton}{m^2}$$



پلان سقف



مقطع عرضی سقف مرکب

تمرین ۶-۲

جهت پوشش سقف نشان‌داده‌شده در شکل، تیرچه‌های مرکب از نیمرخ IPE و دال بتنی با ضخامت ۱۰ سانتیمتر و تیر اصلی از نیمرخ IPB ورق تقویتی در جان استفاده شده است. از ناودانی به‌عنوان برشگیر استفاده می‌شود.

$f_y = 2.4 \frac{ton}{cm^2}$ $\quad$ ضخامت دال $= 10cm$

$f_c = 0.28 \frac{ton}{cm^2}$ $\quad$ بار زنده کف $= 0.015\kappa \frac{ton}{m^2}$

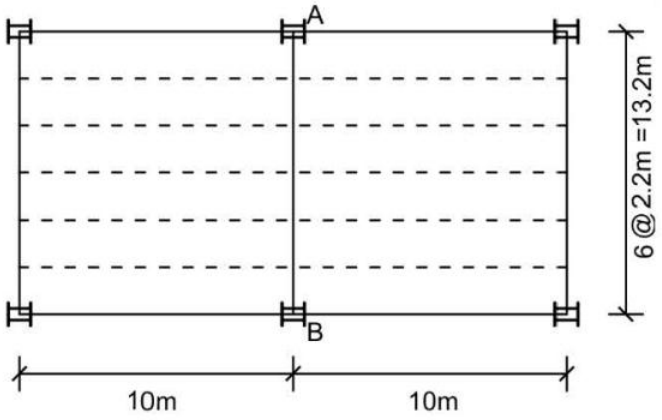
$\gamma = 2.5 \frac{ton}{m^3}$ $\quad$ بارمعادل تیغه‌بندی (زنده) $= 0.110 \frac{ton}{m^2}$

بارکف‌سازی $= 0.2 \frac{ton}{m^2}$

مطلوب است:

الف) طرح کامل تیرچه مرکب

ب) طراحی کامل تیر اصلی دو سر مفصل AB از IPB (به‌صورت غیر مرکب)



تمرین ۶-۳

بخشی از پلان تیرریزی یک ساختمان اداری در شکل زیر آمده است. مطلوبست طراحی تیرچه‌های مرکب آن از IPE در دو حالت زیر. برشگیر از نوع گل میخ می‌باشد.

الف) اجرا با شمع‌بندی

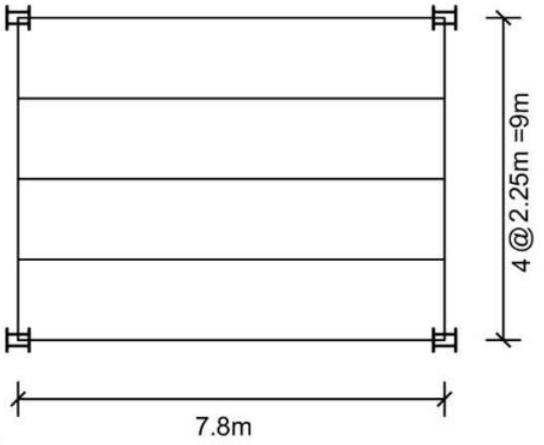
ب) اجرا بدون شمع‌بندی

$f_y = 2.4 \frac{ton}{cm^2}$ $\quad$ ضخامت دال $= 12cm$

$f_c = 0.25 \frac{ton}{cm^2}$ $\quad$ بار زنده کف $= 0.015\kappa \frac{ton}{m^2}$

$\gamma = 2.5 \frac{ton}{m^3}$ $\quad$ بارمعادل تیغه‌بندی (زنده) $= 0.1 \frac{ton}{m^2}$

بارکف‌سازی $= 0.2 \frac{ton}{m^2}$



تمرین ۶-۴

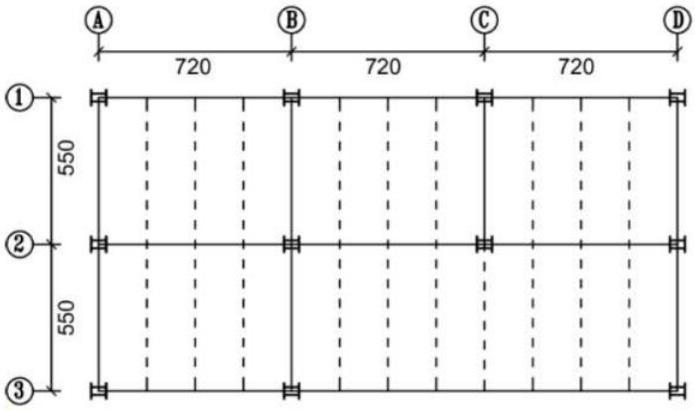
در یک ساختمان سه طبقه، چهار ردیف ستون مانند شکل زیر به فواصل 7.2m از هم قرار دارند.کف این ساختمان از یک دال بتنی به ضخامت 10cm ساخته شده‌که بار زنده آن q_L است. در نظر است با حذف یک ستون در طبقه پایین، دهانه وسط به 14.4m برسد. شاه‌تیر مذکور به طول 14.4m دارای محدودیت ارتفاعی به میزان 63cm می‌باشد. این شاه‌تیر باید علاوه بر بار ستون‌های طبقه بالاتر، وزن سقف طبقه خود را نیز تحمل نماید. تیرچه‌ها به فاصله 2.4m از هم قرار می‌گیرند. بار هر ستون در طبقات بالایی $270KN$ (بار مرده) و $675KN$ (بار زنده)می‌باشد. محل تیرچه‌ها به‌عنوان مهار جانبی برای شاه‌تیر در نظر گرفته می‌شود. مطلوب است طراحی موارد زیر از پروفیل IPE

الف) طراحی تیرچه ab

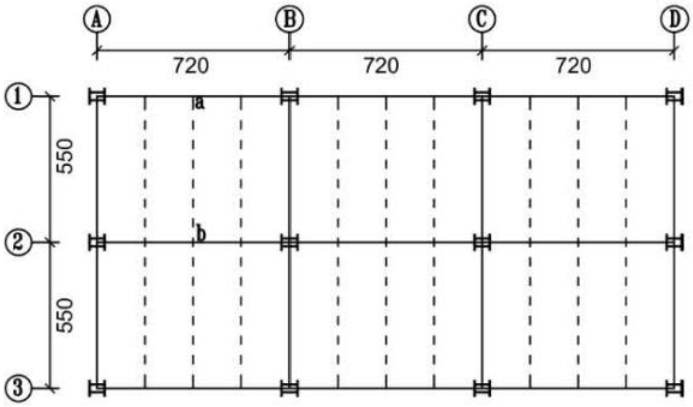
ب)طراحی تیرچه $1D-2D$

ج)طراحی شاه‌تیر $3B-3D$ در پلان طبقه اول

$$q_L = 0.015\kappa\frac{ton}{m^2}$$



پلان طبقه اول



پلان طبقه دوم و سوم

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۷

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۷

طراحی قطعات فشاری-خمشی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

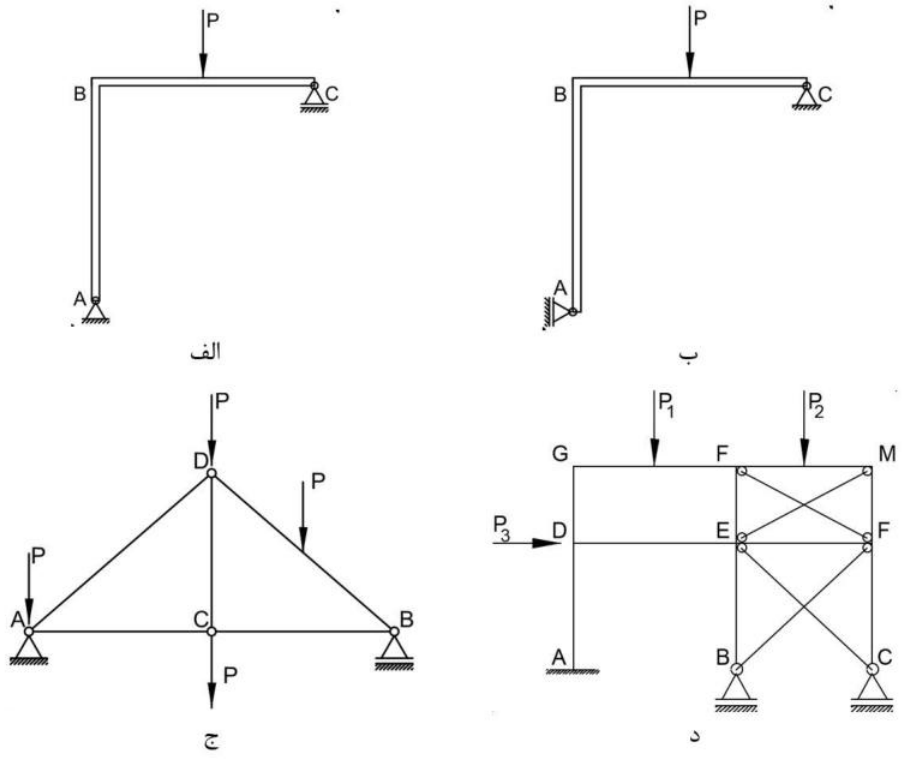
فهرست:

۷ـ۱	پیشگفتار	۲
۷ـ۲	روش‌های تحلیل (محاسبه مقاومت موردنیاز)	۸
۷ـ۳	تیرستون با مهار جانبی	۱۵
۷ـ۴	مراحل کنترل تیرستون با مهار جانبی	۲۱
۷ـ۵	تیرستون بدون مهار جانبی	۲۸
۷ـ۶	مراحل کنترل تیرستون بدون مهار جانبی	۳۱
۷ـ۷	طراحی تیرستون	۳۷
۷ـ۸	مقطع بحرانی در تیرستون	۳۸
۷ـ۹	مسائل فصل هفتم	۴۶

۱-۷ پیشگفتار

در سازه‌های فولادی به‌ندرت اعضایی یافت می‌شوند که فقط تحت تأثیر یکی از مؤلفه‌های نیرویی مثل نیروی فشاری یا لنگرخمشی قرار داشته باشند. هنگامی که طراحی اعضای یک قاب فولادی که سیستم باربر یک ساختمان چندطبقه مسکونی است موردنظر باشد، به دلیل وجود بارهای ثقلی شامل بارهای زنده و مرده و نیز نیروهای جانبی نظیر باد و زلزله، اعضای این قاب علاوه بر نیروی محوری تحت تأثیر لنگرهای خمشی نیز قرار دارند. اعضای قاب‌های صنعتی نظیر سوله‌ها نیز عموماً تحت تأثیر توأم نیروی محوری و لنگرخمشی هستند. همچنین عضوهای بالایی خرپای سقف و پل معمولاً عضوهای فشاری با انتهای مفصلی هستند ولی تحت اثر وزن خود تحت خمش قرار می‌گیرند. به این اعضاء که تحت تأثیر هم‌زمان لنگرخمشی و نیروی فشاری قرار دارند، اصطلاحاً تیرستون گفته می‌شود.

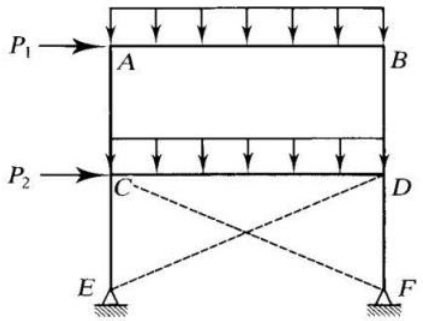
در شکل ۱ ـ ۷ ـ الف عضو BC به دلیل نداشتن نیروی محوری، تیر و عضو AB ستون می‌باشد. در شکل ۱ ـ ۷ ـ ب عضو BC به دلیل وجود نیروی محوری و لنگر، تیرستون و عضو AB به دلیل نداشتن نیروی محوری، تیر می‌باشد. در شکل ۱ ـ ۷ ـ ج تمام اعضاء بجز عضو BD ستون و عضو BD به دلیل داشتن خمش ناشی از بار وسط دهانه، تیرستون می‌باشد. در شکل ۱ ـ ۷ ـ د اعضای EF، EM، HF، BF و EC که دو سر مفصل بوده و به آنها بار میانی وارد نمی‌شود، همگی ستون بوده و سایر اعضا تیرستون می‌باشند.



شکل ۱ ـ ۷ تیرستون

به‌عنوان نمونه دیگر، قاب خمشی شکل زیر بررسی می‌شود. در وضعیت بارگذاری نشان داده شده، عضو AB نه تنها تحت بار ثقلی قرار دارد، بلکه همراه با ستون‌ها در تحمل بار جانبی P_1 سهیم است. وضعیت تیر CD بحرانی‌تر است زیرا بدون کمک ستون‌ها، بار جانبی به اندازه $P_1 + P_2$ را تحمل می‌کند. دلیل این امر، آنست که مهاربند طبقه پایین از تغییرشکل طبقه جلوگیری می‌نماید. با بار

P_2 نشان داده شده، عضو ED تحت کشش و عضو CF تحت فشار خواهد بود. چنانچه اعضای مهاربند تنها برای تحمل کشش طراحی شده باشند، عضو فشاری از باربری خارج شده و برای ایجاد کشش در عضو ED لازم است تیر CD نیروی $P_1 + P_2$ را در راستای محور خود تحمل کرده و به گره D انتقال دهد. به دلایل مشابه، ستون‌های طبقه فوقانی نیز رفتار تیرستون خواهند داشت.



شکل ۲ـ۷ تیر ستون‌ها در قاب خمشی

همچنین ممکن است که خمش در عضوهای کششی نیز به وجود آید. عضوهای پایینی خرپای پل‌ها که تیرهای کف روی آنها قرار دارند نمونه‌ای از قطعات خمشی هستند که نیروی محوری کششی در آنها موجود است. در اکثر وضعیت‌ها مخصوصاً در اعضای خرپایی از تنش خمشی صرف‌نظر می‌شود. این روش در اعضای کششی مسئله جدی به وجود نمی‌آورد، زیرا کشش تمایل به کاهش خیز دارد درصورتی‌که نیروی فشاری باعث افزایش آن می‌شود و پتانسیل کمانش‌های موضعی و پیچشی ـ جانبی را در عضو افزایش می‌دهد.

توجه: تاکنون و در فصل‌های قبل، اندیس u به مفهوم بار ضریب‌دار و ناشی از ترکیب بار موردنظر استفاده شده است. به‌عنوان مثال P_u به مفهوم بار محوری ضریب‌دار و ناشی از ترکیب بار موردنظر، یعنی **مقاومت محوری موردنیاز** می‌باشد. در این فصل، نیروهای مورد نیاز یا مقاومت مورد نیاز اعضاء، تعریف دیگری دارند. این نیروها، بارهای ضریب‌دار ناشی از ترکیب‌بار نبوده و به روش دیگری محاسبه می‌شوند، لذا از علامت «کلاه» برای نمایش آنها استفاده می‌شود و به آنها، **بارهای مرتبه دوم** یا **بارهای تشدید یافته** گفته می‌شود.. بدین ترتیب $\hat{P}_u$ به معنای **مقاومت محوری مرتبه دوم موردنیاز** یا **نیروی محوری تشدید یافته** است. همین موضوع در مورد نمادهای M_u و $\hat{M}_u$ نیز صادق خواهد بود. مفهوم بارهای تشدید یافته و نحوه محاسبه آنها در بخش‌های آتی همین فصل ارائه می‌شود.

۷-۱-۱ رابطه اندرکنش

رابطه کلی نیاز و ظرفیت در اعضای باربر، به‌صورت کلی بر اساس **نسبت نیاز به ظرفیت** ارائه می‌شود. به‌عنوان نمونه برای نیروی محوری ستون رابطه نیاز و ظرفیت، در روش LRFD به‌صورت $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 1$ ارائه می‌شود. همین ساختار برای لنگرخمشی تیر نیز در این روش به‌صورت $\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1$ استفاده شده است. چنانچه نیروی محوری و لنگرخمشی به‌صورت هم‌زمان بر عضو اثر نمایند، رابطه کلی نیاز و ظرفیت به‌صورت مجموع نسبت‌های فوق خواهد بود که روابط آیین‌نامه بر همین اساس تنظیم گردیده‌اند.

آیین‌نامه بر حسب مقدار نیروی محوری $\hat{P}_r$ (تشدید یافته یا مرتبه دوم)، دو رابطه زیر را ارائه می‌کند. چنانچه نیروی محوری کم باشد $\left(\frac{\hat{P}_r}{P_c} < 0.2\right)$ سهم آن در رابطه اندرکنش کاهش یافته و چنانچه نیروی محوری زیاد باشد $\left(\frac{\hat{P}_r}{P_c} \geq 0.2\right)$ سهم لنگرهای خمشی $\hat{M}_{rx}$ و $\hat{M}_{ry}$ (تشدید یافته یا مرتبه دوم) را اندکی کاهش می‌دهد.

$$\begin{cases} \frac{\widehat{P}_r}{P_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{\widehat{P}_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{\widehat{M}_{rx}}{M_{cx}} + \frac{\widehat{M}_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \\ \frac{\widehat{P}_r}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{1}{2}\frac{\widehat{P}_r}{P_c} + \left(\frac{\widehat{M}_{rx}}{M_{cx}} + \frac{\widehat{M}_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \end{cases} \qquad ۷_۱$$

$\widehat{P}_r$ مقاومت فشاری مرتبه دوم موردنیاز (P_u در روش LRFD و P_a در روش ASD)

P_C مقاومت فشاری موجود ($\emptyset_c P_n$ در LRFD و $\frac{P_n}{\Omega_c}$ در روش ASD)

$\widehat{M}_{rx}$ مقاومت خمشی مرتبه دوم موردنیاز نسبت به محور قوی x (M_{ux} در روش LRFD و M_{ax} در روش ASD)

$\widehat{M}_{ry}$ مقاومت خمشی مرتبه دوم موردنیاز نسبت به محور ضعیف y (M_{uy} در روش LRFD و M_{ay} در روش ASD)

M_{cx} مقاومت خمشی موجود نسبت به محور قوی x ($\phi_b M_{nx}$ در روش LRFD و $\frac{M_{nx}}{\Omega_b}$ در روش ASD)

$\phi_b M_{ny}$ مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف y ($\phi_b M_{ny}$ در روش LRFD و $\frac{M_{ny}}{\Omega_b}$ در روش ASD)

ϕ_c ضریب کاهش مقاومت در فشاری مساوی 0.9 — ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی 0.9

Ω_c ضریب اطمینان مقاومت در فشاری مساوی 1.67 — Ω_b ضریب اطمینان مقاومت برای خمش مساوی 1.67

جهت استفاده از رابطه اندرکنش، نیاز به محاسبه ظرفیت محوری و خمشی تیرستون است که جهت یادآوری، تعدادی از روابط مرتبط با آنها مربوط به روش LRFD در این بخش ارائه می‌گردد.

۷-۱-۲ محاسبه ظرفیت محوری $\phi_c P_n$ در روش LRFD

ظرفیت محوری (فشاری) تیرستون، باتوجه‌به ضوابط ستون‌ها محاسبه می‌گردد که برخی از روابط پرکاربرد آن به شرح زیر است.

$$\lambda = max\left(\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x}, \lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}\right)$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$f_{cr} = \begin{cases} f_y \times 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} & \leftarrow \lambda \leq \lambda_{cr} \text{ کمانش غیرارتجاعی} \\ 0.877 f_e & \leftarrow \lambda > \lambda_{cr} \text{ کمانش ارتجاعی} \end{cases}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g$$

۷-۱-۳ محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_n$ در روش LRFD

ظرفیت خمشی تیرستون، باتوجه‌به ضوابط تیرها و با فرض استفاده از مقطع I شکل دارای دو محور تقارن، محاسبه می‌گردد که برخی از روابط پرکاربرد آن به شرح زیر است.

$$M_{nx} = \begin{cases} M_{nx}^{(Y)} = M_{px} = Z_x \cdot f_y & \leftarrow (L_b \leq L_p) \\ min\left(M_{nx}^{(Y)}, M_{nx}^{(LTB)}\right) & \leftarrow (L_b > L_p) \end{cases}$$

$$M_{nx}^{(LTB)} = \begin{cases} C_b\left[M_{px} - (M_{px} - 0.7 f_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_{px} & \leftarrow (L_p < L_b \leq L_r) \\ f_{cr}\, S_x \leq M_{px} & \leftarrow (L_b > L_r) \end{cases}$$

$$M_{ny}^{(Y)} = M_{py} = Z_y \cdot f_y$$

$$C_b = min\left\{\frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_{\frac{1}{4}} + 4M_{\frac{2}{4}} + 3M_{\frac{3}{4}}}, 3.0\right\}$$

در این بخش نحوه‌کاربرد رابطه اندرکنش، با ارائه چند مثال به روش LRFD مرور می‌گردد.

مثال ۷-۱

تیرستون به ارتفاع $3.5m$ عضوی از قاب دارای مهار جانبی (بدون امکان جابه‌جایی) است و تحت بارهای تشدید یافته زیر قرار دارد. این عضو را برای مقطع $IPB28$ کنترل نمایید.

$$\widehat{P}_u = 100ton$$
$$\widehat{M}_{ux} = 10ton.m$$
$$\widehat{M}_{uy} = 5ton.m$$

حل:

$$IPB28 \rightarrow A = 131cm^2, r_x = 12.1cm, r_y = 7.09cm, Z_x = 1477cm^3, Z_y = 712.3cm^3$$

گام ۱- محاسبه ظرفیت محوری $\phi_c P_n$

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 350}{12.1} = 28.90$$
$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 350}{7.09} = 49.4$$
$$\lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$
$$\lambda_{max} = 49.4 \leq \lambda_{cr} = 137.3$$

کمانش ستون غیرارتجاعی است.

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2040}{49.4^2} = 8.25\frac{ton}{cm^2}$$
$$f_{cr} = 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} f_y = 0.658^{\frac{2.4}{8.25}} \times 2.4 = 2.12\frac{ton}{cm^2}$$
$$\phi_c P_n = \phi_c\, f_{cr}\, A_g = 0.9 \times 2.12 \times 131 = 250.0ton$$

گام ۲- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_{nx}, \phi_b M_{ny}$

برای محاسبه M_{nx} و M_{ny} با فرض اینکه مقطع فشرده باشد. با کنترل فواصل مهار جانبی نتیجه می شود:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7.09 \times \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 363.8cm$$

$L_b = 350cm < L_p = 363.8cm$

$\phi_b M_{nx} = \phi_b Z_x f_y = 0.9 \times 1477 \times 2.4 = 3190.3 ton.cm$

$\phi_b M_{ny} = \phi_b Z_y f_y = 0.9 \times 712.3 \times 2.4 = 1538.6 ton.cm$

گام ۳- کنترل رابطه اندرکنش

$\hat{P}_u = 100ton, \hat{M}_{ux} = 1000ton.cm, \hat{M}_{uy} = 500ton.cm$

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} = \frac{100}{250} = 0.4 \geq 0.2$$

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{100}{250} + \frac{8}{9}\left(\frac{1000}{3190.3} + \frac{500}{1538.6}\right) = 0.97 < 1.0$$

نیمرخ $IPB28$ برای ستون موردنظر مناسب است.

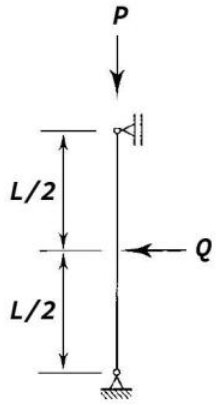
مثال ۷-۲

تیرستون شکل زیر از مقطع IPB24 دارای دو تکیه‌گاه مفصلی بوده و خمش حول محور قوی صورت می‌گیرد. ضابطه اندرکنش را برای آن کنترل نمایید. فرض بر آن است که نیروهای تشدید یافته برابر نیروهای نهایی ضریب‌دار می‌باشند.

$\boldsymbol{P_D = 17ton, P_L = 45ton}$

$\boldsymbol{Q_D = 3ton, Q_L = 6ton}$

$\boldsymbol{L = 5m}$



حل:

$IPB24 \rightarrow A = 106cm^2, r_x = 10.3cm, r_y = 6.08cm, S_x = 938cm^3, Z_x = 1016cm^3, L_p = 312cm, L_r = 1507cm$

گام ۱- محاسبه نیاز محوری P_u و نیاز خمشی M_u

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 12 + 1.6 \times 30 = 62.4\ ton$

$Q_u = 1.2Q_D + 1.6Q_L = 1.2 \times 3 + 1.6 \times 5 = 11.6\ ton$

بیشترین لنگر در وسط دهانه رخ می‌دهد و برابر است با:

$$M_{ux} = \frac{11.6 \times 5}{4} = 14.5 ton.m = 1450 ton.cm$$

توجه: این مثال جهت آشنایی با نحوه کنترل رابطه اندرکنش تنظیم گردیده است. نیازهای محوری و خمشی در تیرستون، تفاوتی با تعاریف فصول قبل دارند که در بخش‌های آتی به آنها پرداخته خواهد شد.

گام ۲- محاسبه ظرفیت محوری $\phi_c P_n$

$$K_x = K_y = 1$$
$$L = 500cm$$
$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{1 \times 500}{6.08} = 82.2 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$
$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2040}{82.2^2} = 2.98\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.4 \times 0.658^{\frac{2.4}{2.98}} = 1.71\frac{ton}{cm^2}$$
$$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.71 \times 106 = 163.1 ton$$

گام ۳- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_n$

$$L_p = 312cm < L_b = 500cm < L_r = 1507cm$$
$$M_{px} = Z_x f_y = 1016 \times 2.4 = 2438.4 ton.cm$$
$$C_b = \frac{12.5 \times 1}{2.5 \times 1 + 3 \times \frac{1}{2} + 4 \times 1 + 3 \times \frac{1}{2}} \times 1 = 1.316$$
$$C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$
$$= 1.316 \times \left[2438.4 - (2438.4 - 0.7 \times 2.4 \times 938)\frac{500 - 312}{1507 - 312}\right] = 3030.3\ ton.cm$$
$$M_{nx}$$
$$= \min\left\{C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right], M_{px}\right\} = \min\{3030.3, 2438.4\}$$
$$= 2438.4 ton.cm$$
$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 2438.4 = 2194.6 ton.cm$$

گام ۴- کنترل رابطه اندرکنش

در این مثال، نیروهای تشدید یافته برابر مقادیر نیاز محاسبه شده فرض شده‌اند.

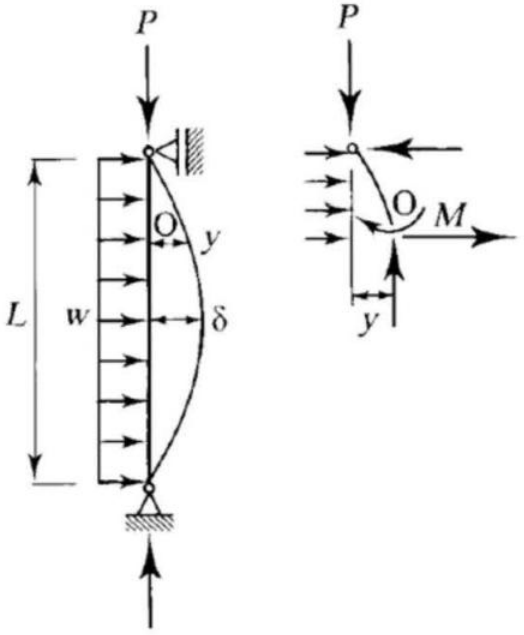
$$\hat{P}_u = P_u, \hat{M}_{ux} = M_{ux}, \hat{M}_{uy} = M_{uy}$$
$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} = \frac{62.4}{163.1} = 0.38 > 0.2$$

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)=\frac{62.4}{163.1}+\frac{8}{9}\left(\frac{1450}{2194.6}+0\right)=0.97\leq 1\rightarrow OK$$

بدین ترتیب مقطع جوابگوی نیاز تیرستون می‌باشد.

۲-۷ روش‌های تحلیل (محاسبه مقاومت موردنیاز)

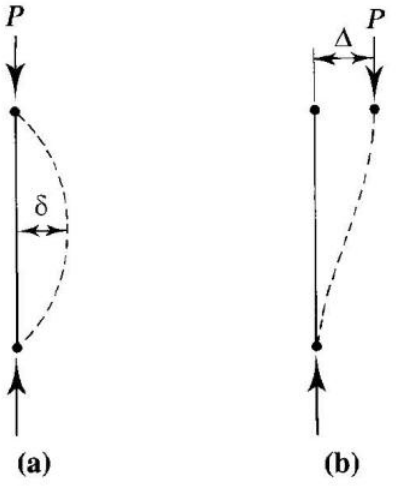
چنانچه نیروی محوری عضو کم و قابل چشم‌پوشی باشد، رابطه اندرکنش ارائه شده جوابگوی تحلیل خواهد بود. حضور نیروی محوری باعث ایجاد لنگرهای ثانویه می‌شودکه باید مورد توجه قرار گیرند. به‌عنوان نمونه تیرستون شکل زیر دارای نیروی محوری و بار جانبی گسترده است. در نقطه O لنگری توسط بار جانبی و لنگر دیگری با نام **لنگر ثانویه** به مقدار Py توسط نیروی محوری با خروج از مرکزیت نسبت به محور طولی عضو ایجاد می‌شود. خروج از مرکزیت بیشتر ستون منجر به لنگر ثانویه بیشتری خواهد شد که در این تیرستون، بیشترین خروج از مرکزیت در وسط آن ایجاد می‌شود. لنگر ایجاد شده در وسط تیرستون به مقدار $\frac{wL^2}{8}+P\delta$ خواهد بود. لنگر ثانویه باعث ایجاد تغییرشکل بیشتر می‌شود. ازآنجاکه میزان تغییرشکل ایجاد شده در تیرستون به روش مستقیم قابل محاسبه نیست، تیرستون دارای **رفتار غیرخطی هندسی** بوده و بدون تعیین تغییرشکل، لنگر ایجاد شده قابل محاسبه نخواهد بود.



شکل ۳ـ۷ تیرستون بدون امکان جابه‌جایی و لنگر P-δ

علاوه بر لنگر ثانویه ایجاد شده توسط تغییرشکل عضو که به آنها لنگر P-δ گفته می‌شود، در وضعیتی که یک انتهای ستون نسبت به انتهای دیگر جابه‌جایی داشته باشد، لنگر ثانویه دیگری با نام لنگر P-Δ نیز به وجود می‌آید. این دو لنگر ثانویه در شکل زیر نشان داده شده‌اند. در قاب‌های مهارشده، جابه‌جایی نسبی دو انتهای ستون رخ نداده و تنها لنگر P-δ حضور دارد. در قاب مهارنشده، لنگر P-Δ وجود داشته و می‌تواند باعث افزایش لنگر انتهای تیرستون شود. در این وضعیت توزیع لنگر در طول عضو، ترکیبی از لنگر اولیه و

دو نوع لنگر ثانویه یعنی لنگر $P\text{-}\delta$ و لنگر $P\text{-}\Delta$ خواهد بود. لنگر $P\text{-}\delta$ بر اثر تغییرشکل عضو و لنگر $P\text{-}\Delta$ بر اثر جابه‌جایی جانبی دو انتهای عضو نسبت به یکدیگر، در قاب خمشی مهارنشده ایجاد می‌شود. در شکل زیر در وضعیت مهارشده، بیشترین لنگر ثانویه به مقدار $P\delta$ بوده که به مقدار لنگر ماکزیمم عضو (در وسط) اضافه می‌شود. در حالت مهاربندی نشده، لنگر ثانویه دیگری توسط تغییرمکان جانبی و به مقدار ماکزیمم $P\Delta$ ایجاد شده که لنگر انتهای عضو را تشدید می‌نماید.



شکل ۴ـ۷ دو نوع لنگر ثانویه $P\text{-}\delta$ و $P\text{-}\Delta$

یک قاب مهارنشده جهت پایداری، به انتقال لنگر میان گره‌های خود وابسته است و به همین دلیل، معمولاً به آنها **قاب خمشی** اطلاق می‌شود. ساختمان‌های متداول چندطبقه می‌توانند ترکیبی از قاب‌های مهارشده و قاب‌های خمشی باشند.

تقریباً در کلیه سازه‌ها (به‌جز در سازه‌های ساده) تعیین تلاش‌های محوری و خمشی اعضاء، نیازمند انجام تحلیل با استفاده از ابزارهای محاسباتی رایانه‌ای است. نتیجه تحلیل فوق، مقاومت موردنیاز یا **نیاز** مقاومت[۱] اعضاء است. از طرف دیگر، مقاومت موجود[۲]، مقاومت اسمی یا **ظرفیت** اعضاء باتوجه‌به ضوابط آیین‌نامه‌ای تعیین می‌شود. در اعضای فشاری عواملی مانند وضعیت هندسی تغییرشکل یافته، ناشاقولی و رفتار غیرالاستیک، در تعیین ظرفیت عضو تأثیرگذار هستند که باید در محاسبات تحلیل سازه جهت تعیین نیاز مقاومت، در نظر گرفته شوند.

روش‌های ساده‌تر تحلیل که تغییرشکل هندسی اعضاء در محاسبات آنها تأثیرگذار نیست، روش‌های **تحلیل مرتبه اول**[۳] و روش‌هایی که اثر تغییرشکل هندسی را به‌صورت گام‌های تکرارشونده در نظر می‌گیرند، روش‌های **تحلیل مرتبه دوم**[۴] نامیده می‌شوند.

---

[۱] required strength

[۲] available strength

[۳] first-order methods

[۴] second-order methods

آیین‌نامه جهت تعیین مقاومت موردنیاز خمشی و محوری سه روش تحلیل مستقیم، روش طول مؤثر و روش تحلیل مرتبه اول را ارائه نموده است.

الف- روش تحلیل مستقیم[۱]

روش تحلیل مستقیم، نوعی روش تحلیل مرتبه دو است که اثر هر دو لنگر $P\text{-}\delta$ و $P\text{-}\Delta$ را در نظر می‌گیرد. روش دیگری نیز با تغییر بارگذاری خمشی و محوری تحلیل مرتبه اول، ارائه شده است که با نام‌های **تحلیل تقریبی مرتبه دوم** یا **تحلیل مرتبه اول تشدیدیافته** یا **روش تشدید لنگر** شناخته شده و نوعی تحلیل مستقیم (مرتبه دوم) محسوب می‌شود. در این روش، سختی خمشی اعضاء کاهش می‌یابد و ضریب طول مؤثر $K = 1$ هم در تحلیل و همچنین در تعیین ظرفیت مقاومت به کار می‌رود. جزئیات این روش در بخش آتی ارائه می‌شود.

ب- روش طول مؤثر

این روش مشابه روش مستقیم بوده با این تفاوت که سختی اعضاء کاهش نیافته و ضریب طول مؤثر در اعضاء به نحوی تعیین می‌شود که اثرات مرتبه دوم در تحلیل اعمال شود.

پ- روش تحلیل مرتبه اول

حسب بند ۱ـ۲ـ۱ـ۵ـ۳ مبحث ۱۰ ویرایش ۱۳۹۲، در برخی شرایط، می‌توان از این روش استفاده نمود که به‌نوعی، روش مستقیم ساده شده محسوب می‌شود. جهت تعیین ظرفیت در این روش، سختی اعضاء کاهش نیافته و ضریب طول مؤثر در اعضاء برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

کلیه ستون‌ها در سازه‌های واقعی، در معرض خروج از محوریت اولیه ناشی از ناریسمانی و ناشاقولی قرار دارند. در هر سه روش فوق، اثر ناشاقولی در ستون‌ها توسط بارهای جانبی اضافی اعمال می‌گردد که **بارهای فرضی**[۲] نام داشته و در ترکیبات بارگذاری نیز ظاهر می‌شوند.

روش تحلیل مستقیم روش منتخب آیین‌نامه است. چنانچه نرم‌افزار مناسب در اختیار باشد، روش تحلیل مرتبه دوم و در صورت عدم امکان تحلیل مرتبه دوم، روش تقریبی یا تشدید یافته انتخاب مناسبی محسوب می‌شود. در این کتاب، نتیجه تحلیل سازه در مثال‌ها و مسائل انتهای فصول ارائه شده و خواننده نیازی به انجام تحلیل ندارد. چنانچه نیاز لنگرخمشی و نیروی محوری از تحلیل مرتبه دوم ارائه شود، ادامه حل توسط رابطه اندرکنش امکان‌پذیر است ولی اگر نیاز خمشی و محوری از تحلیل مرتبه اول ارائه شود، لازم است با استفاده از روش تشدید لنگر، اثرات مرتبه دوم در سازه لحاظ شود.

---

[۱] direct analysis method

[۲] notional loads

۷-۲-۲ روش تشدید لنگر[1]

در روش تشدید لنگر که نوعی تحلیل مستقیم (مرتبه دوم) محسوب می‌شود، با استفاده از لنگر ماکزیمم ناشی از بارگذاری و تحلیل مرتبه اول و افزایش آن با ضرایب تشدید، اثرات مرتبه دوم اعمال می‌گردد. لازم به ذکر است مطابق ضوابط آیین‌نامه، اثرات تشدید بر روی لنگر و نیروی محوری اعمال می‌شوند ولی ازآنجاکه در بیشتر موارد تشدید لنگر بیش از تشدید نیروی محوری تأثیرگذار است، این روش با نام تشدید لنگر شناخته می‌شود.

۷-۲-۳ رابطه ساده تشدید لنگر

در این بخش، معادله لنگر تشدید یافته برای تیر ساده دارای مهار جانبی محاسبه می‌شود. چنانچه تیر ساده‌ای تحت اثر نیروی محوری و ناریسمانی اولیه در نظر گرفته شود، منحنی شکل اولیه تیر با رابطه زیر قابل ارائه است.

$$y_0 = e \sin\frac{\pi x}{L}$$

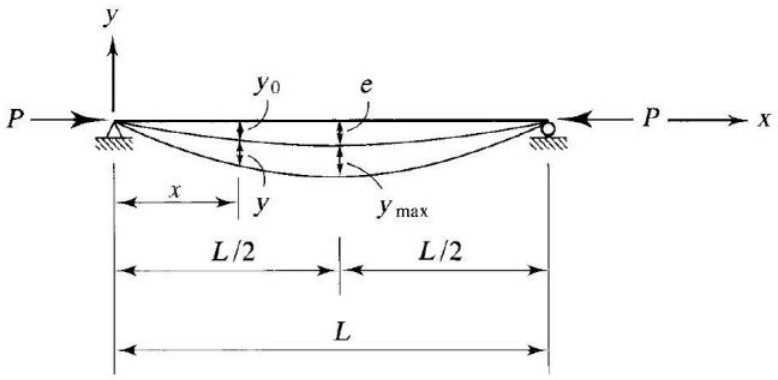
که در آن e بیشترین فاصله از محور اصلی تیر بوده و در میان تیر ایجاد شده است. رابطه لنگر ــ انحناء تیر به‌صورت زیر می‌باشد.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{\widehat{M}}{EI}$$

لنگر $\widehat{M}$ به دلیل خروج از محوریت بار محوری P نسبت به محور اصلی تیر، ایجاد شده است. این خروج از محوریت ناشی از مجموع ناریسمانی اولیه y_0 و تغییرشکل ایجاد شده y ناشی از خمش است. لنگر هر نقطه از تیر با رابطه زیر قابل دستیابی خواهد بود.

$$\widehat{M} = P(y + y_0)$$

شکل زیر نمای کلی تیرستون را نمایش می‌دهد.



شکل ۵ــ۷ تیر دارای نیروی محوری و تغییرشکل خمشی

با جایگذاری روابط در معادله دیفرانسیل لنگر ــ انحناء، رابطه زیر بدست می‌آید.

---

[1] moment amplification method

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P}{EI}\left(e\,sin\frac{\pi x}{L} + y\right)$$

که به‌صورت زیر قابل بازنویسی است.

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P}{EI}y = -\frac{P.e}{EI}sin\frac{\pi x}{L}$$

که یک معادله دیفرانسیل غیرهمگن است. برای حل این معادله مرتبه دو، نیاز به دو شرط تکیه‌گاهی است که باتوجه‌به هندسه تیر، به‌صورت زیر قابل بیان هستند.

$$x = 0 \rightarrow y = 0$$
$$x = L \rightarrow y = 0$$

تابعی که در معادله دیفرانسیل و هر دو شرط تکیه‌گاهی صدق کند، تابع زیر است.

$$y = B\,sin\frac{\pi x}{L}$$

که در آن B ثابت است. با جایگذاری تابع در معادله اصلی رابطه زیر بدست می‌آید.

$$-\frac{\pi^2}{L^2}B\,sin\frac{\pi x}{L} + \frac{P}{EI}B\,sin\frac{\pi x}{L} = -\frac{P.e}{EI}sin\frac{\pi x}{L}$$

که با حل این معادله و نمایش بار کمانش اولر به‌صورت $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ ثابت B به‌صورت زیر بدست می‌آید.

$$B = \frac{-\frac{P.e}{EI}}{\frac{P}{EI}-\frac{\pi^2}{L^2}} = \frac{-e}{1-\frac{\pi^2 EI}{PL^2}} = \frac{e}{\frac{P_e}{P}-1}$$

با جایگذاری مقدار بدست آمده روابط زیر بدست می‌آید.

$$y = B\,sin\frac{\pi x}{L} = \frac{e}{\frac{P_e}{P}-1}sin\frac{\pi x}{L}$$

$$\widehat{M} = P(y_0 + y) = P\left[e\,sin\frac{\pi x}{L} + \frac{e}{\frac{P_e}{P}-1}sin\frac{\pi x}{L}\right]$$

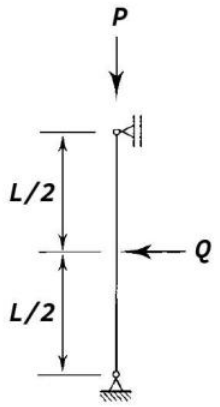
بیشترین لنگر در نقطه $x = \frac{L}{2}$ واقع می‌شود.

$$\widehat{M}_{max} = P\left[e + \frac{e}{\frac{P_e}{P}-1}\right] = P\,e\left[\frac{\frac{P_e}{P}-1+1}{\frac{P_e}{P}-1}\right] = M_0\left[\frac{1}{1-\frac{P}{P_e}}\right]$$

که در آن لنگر $\widehat{M}_{max}$ لنگر ماکزیمم تشدید یافته و M_0 لنگر ماکزیمم تشدید نیافته است که در تیر بررسی شده، این لنگر ناشی از ناریسمانی اولیه است ولی در حالت کلی، می‌تواند ناشی از بارگذاری تیر نیز باشد. بدین ترتیب عبارتی برای تشدید لنگر اولیه بدست آمده است که اثرات ثانویه را اعمال نماید. ازآنجاکه تغییرشکل تیر معادل با حالت کمانش بررسی گردیده است، نیروی محوری تیر معادل با بار نهایی متناظر با خرابی تیرستون است. در روش LRFD نیروی محوری به‌صورت نهایی یا ضریب‌دار P_u (تشدید نیافته) ارائه شده و لذا ضریب تشدید به شکل رابطه $\frac{1}{1-\frac{P_u}{P_e}}$ حاصل می‌شود. لازم به ذکر است رابطه دقیق آیین‌نامه، اندکی با رابطه فوق متفاوت است.

مثال ۷-۳

با استفاده از رابطه فوق، لنگر تشدید یافته مثال قبل را محاسبه نمایید.



حل:

$$IPB24 \rightarrow A = 106cm^2, r_x = 10.3cm, r_y = 6.08cm, I_x = 11260cm^4, S_x = 938cm^3, Z_x = 1016cm^3, L_p = 312cm, L_r = 1507cm$$

گام ۱- محاسبه ضریب تشدید

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_x}{(K L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 2040 \times 11260}{(1 \times 500)^2} = 906.8ton$$

$$P_u = 62.4ton$$

$$\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{62.4}{906.8}} = 1.07$$

نشان دهنده ۷ درصد افزایش در خمش

گام ۲- محاسبه نیاز محوری $\widehat{P}_u$ و نیاز خمشی $\widehat{M}_u$ تشدید یافته

$$\widehat{M}_{ux} = 1.07 \times M_{ux} = 1.07 \times 1450 = 1551.5ton.cm$$

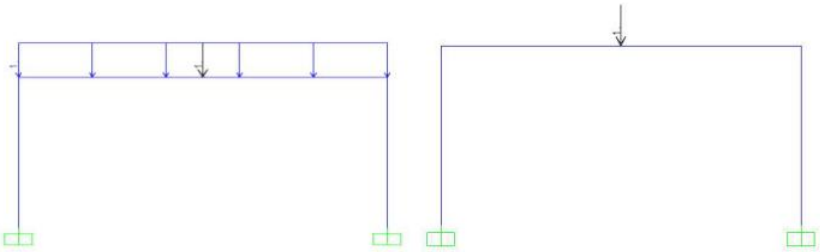
$$\frac{\widehat{P}_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{\widehat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\widehat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{62.4}{163.1} + \frac{8}{9}\left(\frac{1551.5}{2194.6} + 0\right) = 1.01 \nleq 1 \rightarrow Say\ OK$$

ملاحظه می‌شود که با اعمال اثر تشدید لنگر، مقطع جوابگوی نیاز تیرستون خواهد بود.

توجه: این مثال جهت آشنایی با رابطه تشدید لنگر تنظیم گردیده است. روابط آیین‌نامه‌ای با رابطه ارائه شده اندکی تفاوت دارند که در بخش‌های آتی به آنها پرداخته خواهد شد.

۷-۲-۴ انواع بارگذاری وارد بر اعضای سازه

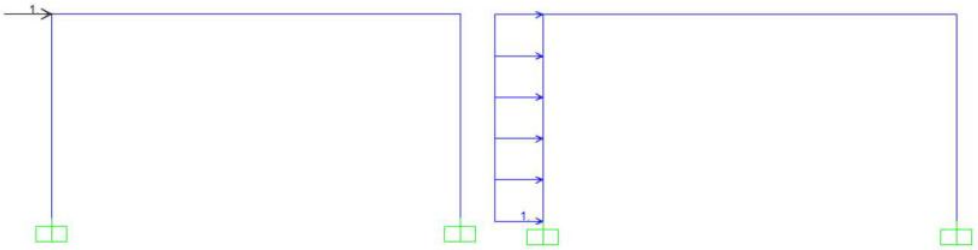
بارگذاری که در عضو، جابه‌جایی جانبی ایجاد نمی‌کند. مانند سازه متقارن با بارگذاری متقارن در شکل زیر:



در عضو AB فوق، نتایج تحلیل لنگر در گره A با M_{nt} و نیروی محوری با P_{nt} نامیده می‌شوند.

چنانچه سازه و بارهای ثقلی متقارن باشند، تحلیل ناشی از بارهای ثقلی (مرده و زنده) ایجاد جابه‌جایی در عضو نمی‌نمایند.

بارگذاری که در عضو، جابه‌جایی جانبی ایجاد می‌کند. بخشی از بارگذاری که پس از اعمال به سازه، در عضو جابه‌جایی جانبی ایجاد می‌کند. مانند سازه نامتقارن یا بارگذاری نامتقارن ثقلی و یا سازه با بارگذاری جانبی در شکل زیر:



در سازه های دارای بارگذاری جانبی مانند باد و زلزله، بار سبب ایجاد جابه‌جایی جانبی می شود. در این حالت نتایج تحلیل عضو AB در گره A با M_{lt} و نیروی محوری با P_{lt} نامیده می‌شوند.

چنانچه سازه نامتقارن یا بارگذاری نامتقارن ثقلی باشد، تحلیل ناشی از بارهای ثقلی (مرده و زنده) نیز ایجاد جابه‌جایی در عضو می‌نمایند.

۷-۲-۵ روابط آیین‌نامه‌ای تشدید لنگر

برای محاسبه اثر لنگرهای ثانویه، با تعریف دو ضریب تشدید B_1 و B_2 مقاومت خمشی تشدید یافته موردنیاز $(\widehat{M}_r)$ به شرح زیر توسط آیین‌نامه ارائه می‌گردد.

$$\widehat{M}_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad ۷_۲$$

$\widehat{M}_r$ مقاومت خمشی مرتبه دوم موردنیاز که در روش LRFD بیانگر M_u و در روش ASD بیانگر M_a

B_1 ضریب تشدید P-δ B_2 ضریب تشدید P-Δ

M_{nt} لنگر ماکزیمم نهایی مرتبه اول متناسب با روش انتخابی و با فرض وجود مهار جانبی

M_{lt} لنگر ماکزیمم نهایی ایجاد شده توسط تغییرمکان جانبی مرتبه اول متناسب با روش انتخابی

در استفاده از رابطه فوق، در روش LRFD مقدار M_{nt} لنگر ماکزیمم تحت ترکیب بارهای متناظر این روش با فرض مهار جانبی محاسبه می‌شود[1]. در صورتیکه در روش ASD اول مقدار M_{nt} برای ۱/۶ برابر ترکیب‌های بارگذاری متناظر روش مذکور محاسبه شده و سپس تمامی مقادیر تقسیم بر ۱/۶ خواهد شد. این لنگر در هر دو نوع قاب مهارشده و مهارنشده، به‌صورت مشابه محاسبه شده و مهار جانبی واقعی قاب، اهمیتی ندارد. M_{lt} لنگر ماکزیمم ایجاد شده توسط بارهای ضریب‌دار مرتبط با تغییرمکان جانبی است[2] که می‌تواند توسط اعمال بار جانبی، عدم تقارن در بارهای ثقلی (حتی در سازه متقارن) و یا عدم تقارن سازه (حتی در بارگذاری ثقلی متقارن) ایجاد شود. در صورت وجود مهار جانبی مقدار لنگر M_{lt} برابر صفر خواهد بود. لازم به یادآوری است که هر دو لنگرهای M_{nt} و M_{lt} نیاز خمشی یا مقاومت خمشی موردنیاز (تشدید نیافته) اعضاء هستند که در روش LRFD به‌صورت نهایی و بار ضرایب ترکیب بار محاسبه می‌شوند. ضریب تشدید B_1 برای لنگرهای P-δ است که در صورت وجود مهار جانبی قاب، در اعضاء ایجاد می‌شوند. ضریب تشدید B_2 برای لنگرهای P-Δ است که به دلیل تغییر مکان جانبی قاب، در اعضاء ایجاد می‌شوند.

علاوه بر تشدید نیازهای خمشی، مقاومت محوری موردنیاز اعضاء نیز تحت اثرات مرتبه دوم، به دلیل تغییرمکان نقاط در حین بارگذاری تغییر می‌یابند. تغییر شکل اعضاء (δ) در نیاز محوری تاثیری نداشته ولی تغییرمکان جانبی (Δ) در آن تأثیرگذار است. بدین ترتیب ضریب تشدید B_2 به شرح زیر در محاسبه مقاومت محوری مرتبه دوم موردنیاز $(\hat{P}_u)$ نیز استفاده می‌گردد.

$$\hat{P}_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad ۳\text{ـ}۷\text{ـ}۳$$

$\hat{P}_r$ مقاومت محوری مرتبه دوم موردنیاز که در روش LRFD بیانگر P_u و در روش ASD بیانگر P_a

B_2 ضریب تشدید P-Δ

P_{nt} نیروی محوری ماکزیمم نهایی با فرض وجود مهار جانبی

P_{lt} نیروی محوری ماکزیمم نهایی ایجاد شده توسط تغییرمکان جانبی

در ادامه ضوابط مرتبط با دو ضریب تشدید B_1 و B_2 در دو بخش اعضای با و بدون مهار جانبی ارائه خواهند گردید.

۷-۳ تیرستون با مهار جانبی

در اعضای متعلق به قاب دارای مهار جانبی یا اعضای با مهار جانبی، تغییرمکان انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن امکان‌پذیر نیست. چنانچه ذکر گردید در صورت وجود مهار جانبی، در روابط تشدید لنگر مقادیر $M_{lt} = P_{lt} = 0$ خواهد بود و تعیین مقدار تشدید (لنگر و نیروی محوری) در تیرستون با مهار جانبی، با محاسبه ضریب تشدید B_1 میسر خواهد بود.

[1] No translation moment

[2] Lateral translation moment

[3] مبحث دهم رابطه پ ـ ۲ ـ ۲

۷-۳-۱ ضریب تشدید B_1

در بخش‌های قبلی شکل کلی رابطه تشدید لنگر برای تیر ساده بدست آمد. بر اساس ساختار مذکور و با تعریف چند پارامتر، ضریب تشدید B_1 توسط آیین‌نامه مطابق رابطه زیر ارائه شده است.

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \qquad ۷_۴^{[1]}$$

B_1	ضریب تشدید P-δ	P_{e1}	بار کمانش اولر با سختی کاهش یافته
P_r	مقاومت محوری موردنیاز تشدید نیافته	C_m	ضریب الگوی انحناء

در رابطه فوق P_r مقاومت محوری موردنیاز تشدید نیافته معادل $P_{nt} + P_{lt}$ است. بار کمانش اولر P_{e1} مربوط به تیرستون با سختی کاهش یافته بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \qquad ۷_۵^{[11]}$$

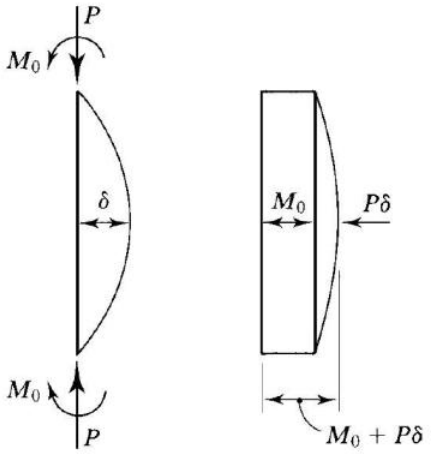
P_{e1}	بار کمانش اولر با سختی کاهش یافته	EI^*	سختی خمشی کاهش یافته
K_1	ضریب طول مؤثر که برای اعضای کلیه سیستمهای سازه‌ای برابر یک است $(K_1 = 1)$		

۷-۳-۲ ضریب الگوی انحناء C_m

شکل زیر یک عضو با مهار جانبی را نمایش می‌دهد که تحت دو لنگر متمرکز در دو انتها، لنگر ثابتی در طول آن ایجاد شده است. ازآنجاکه در سراسر عضو، لنگر تغییر علامت نداده است، نواحی فشاری و کششی مقطع عضو جابجا نشده و عضو تغییرشکل یافته، دارای **انحناء ساده**[2] خواهد بود. در این وضعیت بیشترین لنگر ثانویه $(P\delta)$ در وسط عضو ایجاد می‌شود. بیشترین تغییرشکل نیز در وسط خواهد بود و ازآنجاکه لنگر اولیه ایجاد شده تحت بارگذاری، در سراسر عضو ثابت است، می‌توان اظهار داشت که وسط عضو دارای بیشترین لنگر اولیه نیز می‌باشد. لذا در این وضعیت، لنگرهای اولیه و ثانویه قابل جمع کردن خواهند بود. حتی اگر لنگرهای متمرکز بارگذاری اعمال شده برابر نباشند، تا زمانی که یک لنگر ساعتگرد و لنگر دیگر پاد ساعتگرد باشد، انحناء ایجاد شده از نوع ساده بوده و لنگرهای ماکزیمم اولیه و ثانویه، نزدیک به یکدیگر ایجاد خواهند گردید.

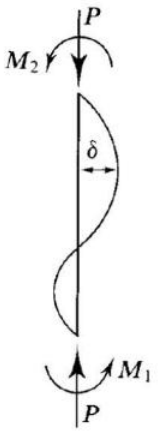
[1] مبحث دهم بند پ ـ ۲ ـ ۲ ـ ۱

[2] single-curvature



شکل ۶ـ۷ انحناء ساده در عضو با مهار جانبی

از سوی دیگر، چنانچه لنگرهای بارگذاری دارای جهت (علامت) یکسان باشند، عضو تغییرشکل یافته، مطابق شکل زیر دارای **انحناء مضاعف**[1] خواهد بود.

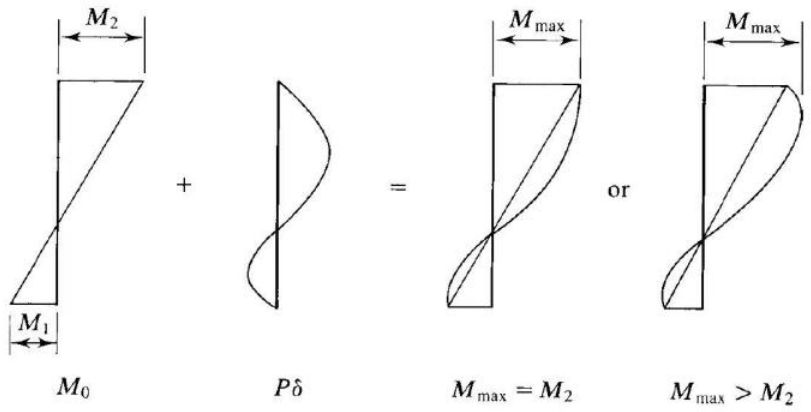


شکل ۷ ـ۷ انحناء مضاعف در عضو با مهار جانبی

در این وضعیت بیشترین لنگر اولیه در یکی از دو انتها بوده ولی بیشترین لنگر ثانویه در میان عضو خواهد بود. باتوجه‌به مقدار نیروی محوری P اعمال شده، لنگر ثانویه ایجاد شده ممکن است کمتر یا بیشتر از لنگر اولیه عضو باشد. لذا بیشترین لنگر ایجاد شده باتوجه‌به نحوه توزیع لنگر در طول عضو تعیین خواهد گردید.

---

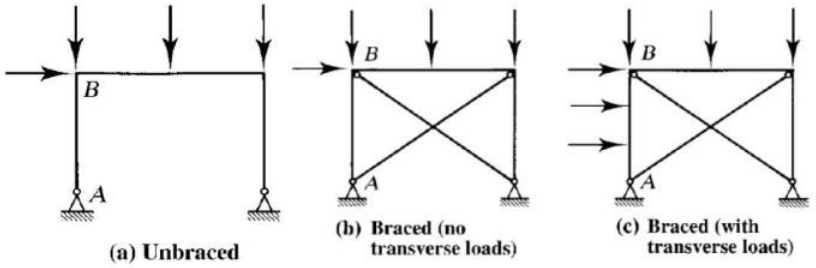
[1] reverse-curvature



شکل ۸ـ۷ لنگرهای ایجاد شده توسط انحناء مضاعف در عضو با مهار جانبی

اثر توزیع لنگر بر بیشترین لنگر ایجاد شده در عضو با ضریب الگوی انحناء C_m بیان می‌گردد که در ضریب تشدید قبلی ضرب می‌شود. وضعیت بررسی شده قبلی دارای انحناء ساده بوده و لنگرهای اولیه و ثانویه، هر دو در یک موقعیت ایجاد می‌گردند، که معادل با بحرانی‌ترین وضعیت ممکن است. لذا در بحرانی‌ترین وضعیت $C_m = 1$ در سایر حالتها $C_m < 1$ خواهد بود.

ضریب الگوی انحناء C_m تنها در وضعیت قاب دارای مهار جانبی استفاده می‌شود. جهت تعیین این ضریب، اعضاء قاب از دیدگاه **بارگذاری جانبی مستقیم بر روی عضو (در میان دو انتها)** به دو دسته تقسیم‌بندی می‌شوند. دسته اول شامل اعضایی است که دارای بارگذاری جانبی مستقیم بر روی عضو (در میان دو انتهای آن) هستند و دسته دوم، شامل اعضای بدون بارگذاری جانبی مستقیم است که در آنها، بار فقط در دو انتهای عضو به آن اعمال می‌شود. شکل زیر این دو وضعیت را برای عضو AB نمایش می‌دهد.



الف) عضو بدون مهار جانبی ب عضو بدون بارگذاری جانبی مستقیم ج) عضو با بارگذاری جانبی مستقیم

شکل ۹ـ۷ وضعیتهای مختلف بارگذاری جانبی مستقیم برای عضو AB

در اعضای با بارگذاری جانبی مستقیم و یا در وضعیت قاب بدون مهار جانبی، ضریب الگوی انحناء C_m دارای مقدار واحد بوده و در اعضای بدون بارگذاری جانبی مستقیم و در وضعیت قاب با مهار جانبی، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_{r1}}{M_{r2}} \qquad ۶ـ۷^{[1]}$$

[1] مبحث دهم بند پ ـ ۲ـ ۲ـ ۱

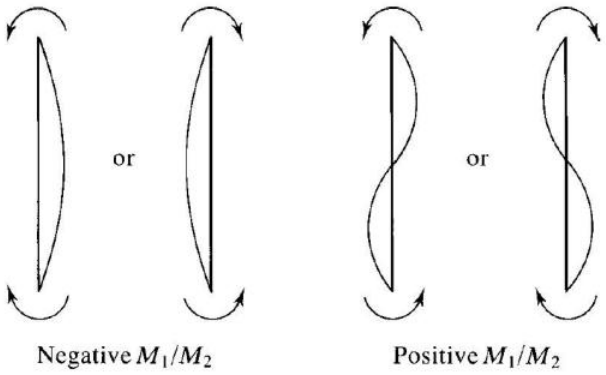
C_m ضریب الگوی انحناء

M_{r1} لنگر کوچکتر انتهای عضو (تشدید نیافته) از لنگرهای ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی M_{nt}

M_{r2} لنگر بزرگتر انتهای عضو (تشدید نیافته) از لنگرهای ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی M_{nt}

لنگرهای دو انتهای عضو از جنس لنگرهای ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی M_{nt} در دو انتهای عضو هستند. این دو لنگر به نحوی تعیین می‌شوند که لنگر کوچکتر با نماد M_1 و لنگر بزرگتر با نماد M_2 نشان داده شود به نحوی‌که $|M_1| \leq |M_2|$ برقرار باشد. چنانچه لنگرهای دو انتهای عضو دارای علامتهای یکسان نباشند، انحناء ساده ایجاد شده و نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ دارای علامت منفی خواهد بود. انحناء مضاعف در وضعیتی ایجاد می‌شودکه لنگرهای M_1 و M_2 دارای جهت یکسان باشند (هر دو ساعتگرد یا هر دو پاد ساعتگرد). در این صورت لنگرهای دو انتهای عضو دارای علامتهای یکسان بوده و نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ دارای علامت مثبت خواهد بود.

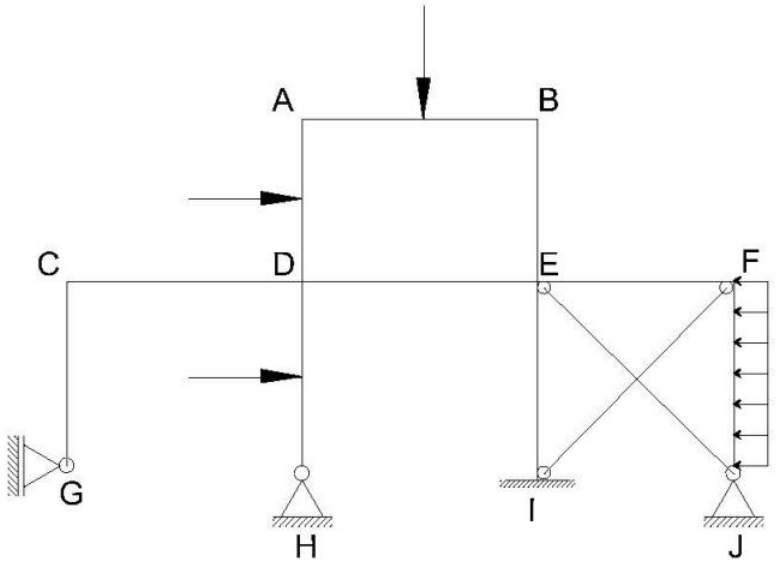
در اعضای دارای بارگذاری جانبی مستقیم، روند محاسبه ضریب الگوی انحناء C_m ارائه شده ولی استفاده از مقدار محافظه‌کارانه $C_m = 1$ نیز توسط آیین‌نامه، مجاز دانسته شده است.



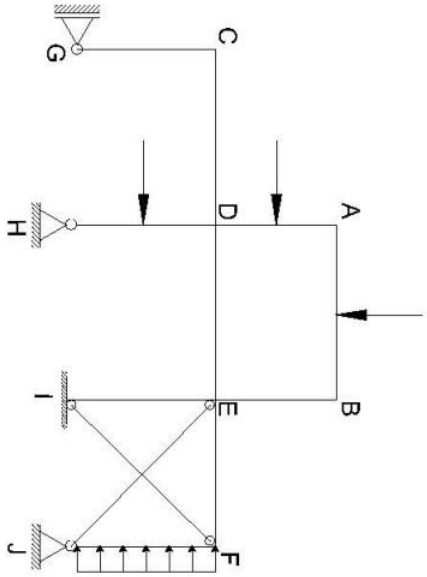
شکل ۱۰ـ۷ علامت $\frac{M_1}{M_2}$ در انحناء ساده و مضاعف

مثال ۷-۴

مطلوب است تعیین ضریب C_m در کلیه اعضای قاب شکل زیر.



حل مثال به دانشجویان واگذار می‌شود. وضعیت چرخیده قاب در شکل زیر نشان داده شده است.



جهت بررسی تیرها، توجه به وضعیت چرخیده قاب توصیه می‌شود

۳-۳-۷ سختی خمشی کاهش‌یافته

سختی خمشی کاهش یافته دارای نماد EI^* است. در روش طول مؤثر، سختی خمشی کاهش نمی‌یابد $(EI^* = EI)$ ولی در روش تحلیل مستقیم، سختی خمشی کاهش یافته از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$EI^* = 0.8\,\tau_b\,EI \qquad {}^{11}\text{۷_۷}$$

EI^*	سختی خمشی کاهش یافته	EI	سختی خمشی کاهش نیافته
τ_b	ضریب کاهش اضافی سختی خمشی		

در رابطه فوق τ_b ضریب کاهش اضافی سختی خمشی[1] بوده که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \leftarrow \left\{\alpha\frac{P_r}{P_y} \leq 0.5\right\} \\ 4\alpha\frac{P_r}{P_y}\left(1-\frac{P_r}{P_y}\right) & \leftarrow \left\{\alpha\frac{P_r}{P_y} > 0.5\right\} \end{cases} \quad \alpha(LRFD)=1 \qquad \alpha(ASD)=1.6 \qquad ۲۷\text{ـ}۸$$

τ_b ضریب کاهش اضافی سختی خمشی

P_u مقاومت محوری نهایی موردنیاز (تشدید نیافته) P_y مقاومت تسلیم محوری

ضریب τ_b پیش از این در بخش رفتار غیرالاستیک ستون‌ها نیز مورد اشاره بوده است. تحت برخی شرایط خاص، حتی در وضعیت $\frac{P_u}{P_y} > 0.5$ آیین‌نامه اجازه می‌دهد $\tau_b = 1$ در نظر گرفته شود. چنانچه در بخش‌های قبلی ذکر شد، در روش‌های تحلیل مورد تأیید آیین‌نامه، از جمله روش تحلیل مستقیم، برای اعمال تأثیر نا شاقولی و ناریسمانی ستون‌ها، لازم است بارهای جانبی فرضی تعریف و به سازه وارد شوند. در صورت افزایش جزئی مقادیر بار فرضی، آیین‌نامه اجازه می‌دهد $\tau_b = 1$ در نظر گرفته شود. یادآوری می‌گردد که در مسائل این کتاب، محاسبات تحلیل سازه ارائه نشده و تنها از نتایج تحلیل استفاده می‌شود.

توجه: در مسائل کتاب حاضر روش طول مؤثر و مرتبه اول، مدنظر سوالات است که در آن سختی خمشی کاهش نمی‌یابد $(EI^* = EI)$ مگر آنکه روش دیگری در مسئله تصریح شود.

۷-۴ مراحل کنترل تیرستون با مهار جانبی

چنانچه ذکر شد در اعضای متعلق به قاب دارای مهار جانبی یا اعضای با مهار جانبی، دو انتهای عضو نسبت به یکدیگر تغییرمکان جانبی ندارند. بدین ترتیب چنانچه مثلا دو ترکیب بار $1.2D + L + E$ و $1.2D + 1.6L$ مدنظر بررسی باشند، به دلیل وجود مهار جانبی، بار جانبی E در قاب ایجاد نیرو و لنگر نمی‌نماید و لذا ترکیب بار فاقد بار جانبی (ترکیب بار دوم) تعیین کننده خواهد بود. فرض بر آن است که مقطع و جهت قرارگیری تیرستون مشخص بوده و نتایج تحلیل قاب، برای دو انتهای تیرستون موردنظر موجود باشد.

الف- تعیین نیازهای تشدید نیافته P_{nt}, M_{nt}, P_r

با ترسیم دیاگرام نیروی محوری و لنگرخمشی برای تیرستون ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی، M_{nt} و P_{nt} تعیین می‌شود. با تعیین ترکیب بار موردنظر، نیازهای تشدید نیافته ناشی از ترکیب بار محاسبه می‌گردند. به‌عنوان مثال برای ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ خواهیم داشت:

$$P_{nt} = P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$
$$M_{nt} = 1.2M_D + 1.6M_L$$

[1] stiffness reduction factor

[2] مبحث دهم بند ۱۰ـ۲ـ۱ـ۵ـ۱ـ۲

ب- محاسبه سختی خمشی کاهش یافته $EI^{\star}$

سختی خمشی کاهش یافته باتوجه‌به روش تحلیل انجام شده، تعیین می‌شود. در روش تحلیل مرتبه اول و روش طول مؤثر سختی خمشی کاهش نیافته و $EI^{\star} = EI$ برقرار است. در روش تحلیل مستقیم سختی خمشی با رابطه $EI^{\star} = 0.8\tau_b EI$ کاهش می‌یابد.

پ- محاسبه ضریب تشدید B_1

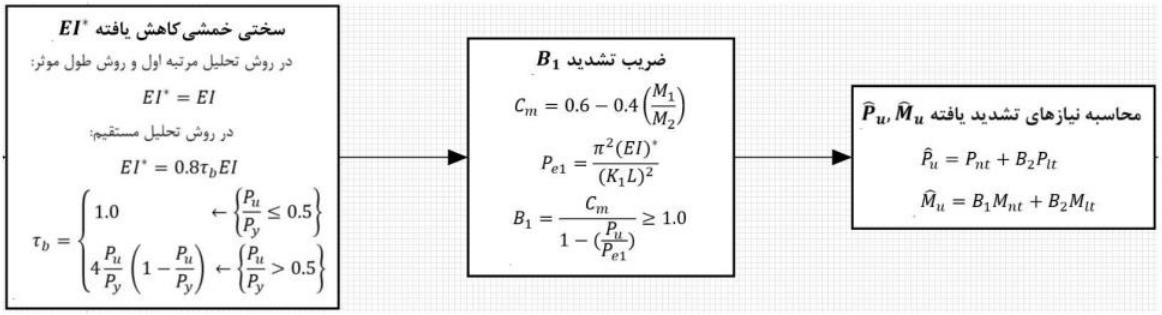
در تیرستون متعلق به قاب مهارشده، لازم است ابتدا ضریب الگوی انحناء C_m باتوجه‌به انحناء عضو، محاسبه شده و سپس ضریب تشدید B_1 محاسبه شود.

ت- محاسبه نیازهای تشدید یافته $\widehat{P}_u, \widehat{M}_u$

پس از محاسبه نیازهای تشدید نیافته و ضرایب تشدید آنها، نیازهای تشدید یافته با استفاده از ضرایب تشدید B_1 محاسبه شده و $B_2 = 0$ محاسبه می‌گردند. در تیرستونهای دارای خمش دو محوره، لازم است روابط مربوط به نیاز لنگر تشدید یافته برای دو محور به‌صورت جداگانه نوشته شوند. در این صورت لنگرهای تشدید یافته در قالب دو رابطه $\widehat{M}_{rx} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2x}M_{ltx}$ و $\widehat{M}_{ry} = B_{1y}M_{nty} + B_{2y}M_{lty}$ قابل محاسبه هستند.

توجه: در اعضای مهارشده، نیاز نیروی محوری تشدید نمی‌یابد و لذا $\widehat{P}_r = P_r$ خواهد بود.

روندنمای محاسبه نیاز لنگر و نیروی محوری تشدید یافته در عضو دارای مهار جانبی، در روش LRFD مطابق شکل زیر خواهد بود.

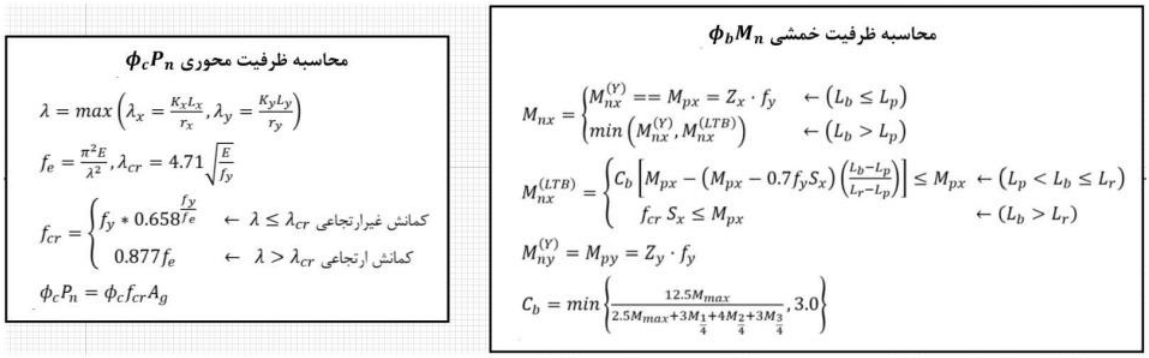


شکل ۱۱ــ۷ روندنمای محاسبه نیاز تشدید یافته تیرستون دارای مهار جانبی

در مسائل این کتاب، چنانچه نوع تحلیل مشخص نشده باشد، روش تحلیل مرتبه اول مدنظر است.

ث- محاسبه ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی

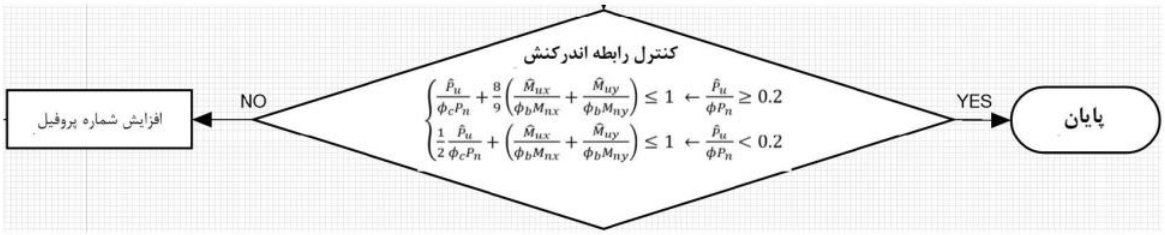
چنانچه ذکر شد ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی تیرستون، باتوجه‌به ضوابط ستون‌ها و تیرها و با فرض استفاده از مقطع I شکل دارای دو محور تقارن، محاسبه می‌گردد. روندنمای محاسبه کلی ظرفیت محوری و خمشی برای روش LRFD در شکل زیر ارائه شده است.



شکل ۱۲ــ۷ روندنمای محاسبه ظرفیت محوری و خمشی تیرستون در روش LRFD

ج- کنترل رابطه اندرکنش

پس از محاسبه نیاز تشدید یافته و ظرفیت محوری و خمشی، لازم است رابطه اندرکنش کنترل گردد. در صورت برقرار نبودن نامساوی، نمره پروفیل افزایش‌یافته وکنترل از ابتدا انجام می‌شود. روندنمای این مرحله در شکل زیر ارائه شده است.

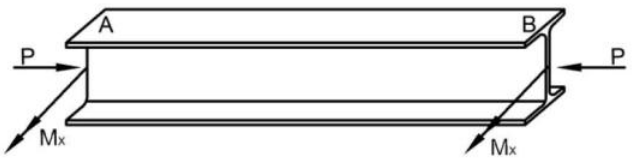


شکل ۱۳ــ۷ روندنمای محاسبه نیاز تشدید یافته تیرستون دارای مهار جانبی در روش LRFD

در این بحش با ارائه چند مثال، روند کنترل تیرستون دارای مهار جانبی مرور می‌گردد.

مثال ۷-۵

تیرستون به طول 4.2m در خمش حول محور y مهارشده و دارای اتصالات مفصلی در دو سر (لنگر صفر) و در خمش حول محور x متعلق به قاب خمشی دارای مهار جانبی و $K_x = 1$ است. نیروهای ناشی از تحلیل مرتبه اول ارائه شده است. کفایت آن را از مقطع IPB28 بررسی نمایید.



$P_D = 30ton, P_L = 90ton$

$M_{xD}(A) = -150ton.cm, M_{xL}(A) = -500ton.cm$

$\boldsymbol{M_{xD}(B) = +200ton.cm, M_{xL}(B) = +550ton.cm}$
$\boldsymbol{M_y = 0}$

توجه: تیرستون دارای نیروی محوری و خمش فقط حول یک محور است.

حل)

$IPB28 \rightarrow A = 131cm^2, r_x = 12.1cm, r_y = 7.09cm, S_x = 1380cm^3$
$Z_x = 1477cm^3, Z_y = 712.3cm^3, I_x = 19270cm^4, L_p = 363.8cm, L_r = 1587.1cm$

گام ۱- محاسبه نیاز محوری P_{nt}, P_{lt} و نیاز خمشی M_{nt}, M_{lt}

$Combo: 1.2D + 1.6L$
$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 90 = 180.0\ ton$
$M_{ux} = 1.2M_{xD} + 1.6M_{xL}$
$M_{ux}(A) = 1.2 \times (-150) + 1.6 \times (-500) = -980.0\ ton.cm$
$M_{ux}(B) = 1.2 \times 200 + 1.6 \times 550 = 1120.0\ ton.cm$
$M_{uy} = 0$

در قاب مهارشده $P_{lt} = M_{lt} = 0$ است و ضریب تشدید B_2 در محاسبات تاثیری ندارد. در این حالت $P_{nt} = P_u$ و $M_{nt} = M_u$ خواهد بود.

$P_{nt} = P_u = 180ton$
$P_{lt} = 0$
$M_{ntx} = M_{ux} = \max\big(M_{ux}(A), M_{ux}(B)\big) = 1120.0\ ton.cm$
$M_{ltx} = 0$
$M_{nty} = M_{uy} = 0$
$M_{lty} = 0$

گام ۲- محاسبه ضریب تشدید B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1.0$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}\ , C_m = 0.6 - 0.4\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}$$

توجه: مقادیر B_1, P_{e1}, C_m در دو جهت (خمش حول دو محور) دارای مقادیر متفاوت است. در این مثال، ازآنجاکه $M_y = 0$ نیازی به محاسبه B_{1y} نبوده و لذا تنها B_{1x} محاسبه می‌شود.

ازآنجاکه تحلیل مرتبه اول انجام شده است، کاهش سختی صورت نمی‌گیرد.

$EI^* = EI$

$$P_{e1,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 2040 \times 19270}{(1 \times 420)^2} = 2199.4ton$$

نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ دارای علامت منفی و تیرستون دارای انحنای ساده است.

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{M_{ux}(A)}{M_{ux}(B)} = 0.6 - 0.4\left(\frac{-980}{1120}\right) = 0.95$$

چنانچه قبلاً ذکر شد، مقدار به‌دست‌آمده در تیرستون مهارشده بسیار نزدیک به واحد است.

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} = \frac{0.95}{1 - \frac{180}{2199.4}} = 1.035 > 1$$

گام ۳- محاسبه نیاز محوری $\widehat{P}_u$ و نیاز خمشی $\widehat{M}_u$ تشدید یافته

$$\widehat{P}_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 180 + 0 = 180.0\ ton$$
$$\widehat{M}_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$
$$\widehat{M}_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1.035 \times 1120 + B_{2x} \times 0 = 1159.2 ton$$
$$\widehat{M}_{uy} = B_{1y} M_{nty} + B_{2y} M_{lty} = B_{1y} \times 0 + B_{2y} \times 0 = 0$$

چنانچه مشاهده می‌شود مقادیر B_{2x}, B_{1y}, B_{2y} در محاسبات حذف می‌گردند.

گام ۴- محاسبه ظرفیت فشاری $\phi_c P_n$

$$K_x = K_y = 1$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 420}{7.09} = 59.2 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2040}{59.2^2} = 5.74\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.4 \times 0.658^{\frac{2.4}{5.74}} = 2.01\frac{ton}{cm^2}$$
$$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 2.01 \times 131 = 237.0\ ton$$

گام ۵- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_n$

$$L_p = 363.8cm < L_b = 420cm < L_r = 1587.1cm$$
$$M_{px} = Z_x f_y = 1477 \times 2.4 = 3544.8 ton.cm$$
$$C_b = \min\left\{\frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_{\frac{1}{4}} + 4M_{\frac{2}{4}} + 3M_{\frac{3}{4}}} \times R_m, 3.0\right\}$$
$$M_{max} = 1120 ton.cm$$
$$M_{1/4} = 980 + \frac{1}{4}(1120 - 980) = 1015 ton.cm$$
$$M_{2/4} = 980 + \frac{2}{4}(1120 - 980) = 1050 ton.cm$$
$$M_{3/4} = 980 + \frac{3}{4}(1120 - 980) = 1085 ton.cm$$
$$C_b = \min\left\{\frac{12.5 \times 1120}{2.5 \times 1120 + 3 \times 1015 + 4 \times 1050 + 3 \times 1085} \times 1, 3.0\right\} = \min\{1.053, 3\} = 1.053$$

$$C_b\left[M_{px}-\left(M_{px}-0.7f_yS_x\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]$$
$$=1.053\times\left[3544.8-(3544.8-0.7\times2.4\times1380)\frac{420-363.8}{1587.1-363.8}\right]=3673.4ton.cm$$
$$M_{nx}=\min\left(C_b\left[M_{px}-\left(M_{px}-0.7f_yS_x\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right],M_{px}\right)$$
$$M_{nx}=\min(3673.4,3544.8)=3544.8ton.cm$$
$$\phi_bM_{nx}=0.9\times3544.8=3190.3ton.cm$$

نیازی به محاسبه ϕ_bM_{ny} نیست.

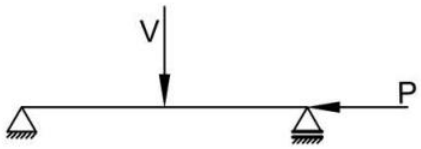
گام ۶- کنترل رابطه اندرکنش

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_cP_n}=\frac{180}{237.0}=0.76>0.2$$
$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_cP_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_bM_{nx}}+\frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_bM_{ny}}\right)=0.76+\frac{8}{9}\left(\frac{1159.2}{3190.3}+\circ\right)=1.08\not\leq1.0$$

نیمرخ $IPB28$ پاسخگوی نیاز تیرستون نیست.

مثال ۷-۶

تیرستون افقی با مقطع IPB20 به طول 3m تحت بارهای بهره‌برداری (بار زنده) مطابق شکل زیر قرار گرفته است. مهار جانبی در دو انتها و خمش حول محور قوی (محور x) قرار دارد و $K_x=1$ است. نیروهای ناشی از تحلیل مرتبه اول ارائه شده است. کفایت تیرستون را بررسی نمایید.



$$\boldsymbol{P_L=V_L=12ton}$$

حل)

$$IPB20\rightarrow A=78.1cm^2,I_x=5700cm^4,S_x=570cm^3,r_x=8.54cm,r_y=5.07cm$$
$$Z_x=620cm^3,Z_y=303.4cm^3,G=61.3\frac{Kg}{m},L_p=260.2cm,L_r=1334.5cm$$

گام ۱- محاسبه نیاز محوری P_{nt},P_{lt} و نیاز خمشی M_{nt},M_{lt}

در قاب مهارشده $P_{lt}=M_{lt}=0$ است و ضریب تشدید B_2 در محاسبات تاثیری ندارد. در این حالت $P_{nt}=P_u$ و $M_{nt}=M_u$ خواهد بود.

$Combo: 1.2D + 1.6L$

$P_u = V_u = 1.6 \times 12 = 19.2ton$

$P_{nt} = P_u = 19.2ton$

$q_u = 1.2 \times 0.0613 = 0.0736\frac{ton}{m}$

$M_u = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{V_u L}{4} = \frac{0.0736 \times 3^2}{8} + \frac{19.2 \times 3}{4} = 14.48\ ton.m = 1448.3\ ton.cm$

$M_{nt} = M_u = 1448.3ton.cm$

گام ۲- محاسبه ضریب تشدید B_1

به دلیل وجود مهار جانبی و بارگذاری مستقیم بر طول تیر:

$C_m = 1$

$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2040 \times 5700}{(1 \times 300)^2} = 1275.2\ ton$

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{1}{1 - \frac{19.2}{1275.2}} = 1.015 > 1$

ازآنجاکه تحلیل مرتبه اول انجام شده است،کاهش سختی صورت نمی‌گیرد.

توجه: ازآنجاکه خمش حول یک محور انجام می‌شود، جهت سادگی نوشتار، اندیس x برای پارامترها درج نشده است. چنانچه در مثال قبل دیده شد، سایر پارامترها در محاسبات تأثیر نخواهند داشت.

گام ۳- محاسبه نیاز محوری $\hat{P}_u$ و نیاز خمشی $\hat{M}_u$ تشدید یافته

$\hat{P}_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 19.2 + 0 = 19.2\ ton$

$\hat{M}_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.015 \times 1448.3 + 0 = 1470.0\ ton.cm$

گام ۴- محاسبه ظرفیت فشاری $\phi_c P_n$

$\lambda_x = \frac{1 \times 300}{8.54} = 35.1 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$

$f_e = \frac{\pi^2 \times 2040}{35.1^2} = 16.3\frac{ton}{cm^2} \rightarrow f_{cr} = 2.4 \times 0.658^{\frac{2.4}{16.3}} = 2.26\frac{ton}{cm^2}$

$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 2.26 \times 78.1 = 158.9\ ton$

گام ۵- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_n$

به دلیل کوچک بودن بارگسترده در برابر بار متمرکز، در محاسبه C_b الگوی بار متمرکز مدنظر محاسبات قرار می‌گیرد.

$C_b = \min\left\{\frac{12.5 \times 1}{2.5 \times 1 + 3 \times \frac{1}{2} + 4 \times 1 + 3 \times \frac{1}{2}} \times 1{,}3.0\right\} = 1.316$

$$L_p = 260.2cm < L_b = 300cm < L_r = 1334.5cm$$

$$M_{nx} = \min\left(C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7f_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right], M_{px}\right)$$

$$M_{nx} = \min\left(1.136 \times \left[1488 - (1488 - 0.7 \times 2.4 \times 570)\frac{300 - 260.2}{1334.5 - 260.2}\right], 620 \times 2.4\right)$$

$$M_{nx} = \min(1668.0, 1488) = 1488ton.cm$$

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1488 = 1339.2ton.cm$$

گام ۶- کنترل رابطه اندرکنش

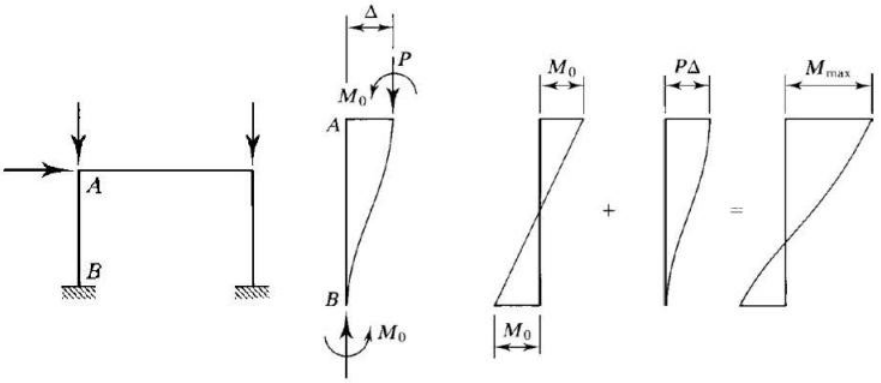
$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} = \frac{19.2}{158.9} = 0.12 < 0.2$$

$$\frac{1}{2}\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} + \left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.06 + \left(\frac{1470}{1339.2} + 0\right) = 1.16 \nleq 1.0$$

نیمرخ $IPB20$ پاسخگوی نیاز تیرستون نیست.

۷-۵ تیرستون بدون مهار جانبی

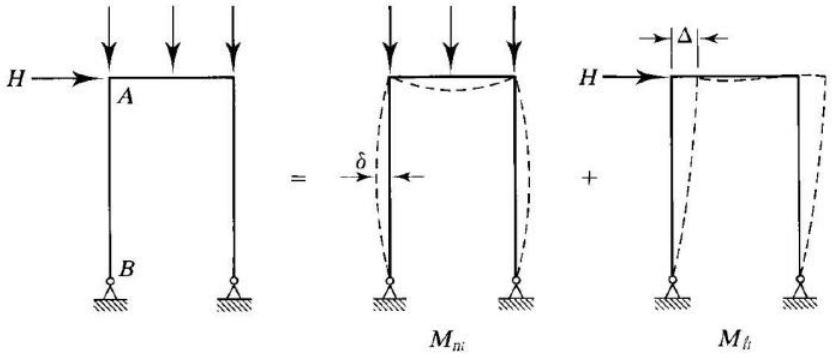
در اعضای تیرستون متعلق به قاب بدون مهار جانبی، یک انتهای عضو برای جابه‌جایی نسبت به انتهای دیگر آزاد است. در این حالت مطابق شکل زیر، لنگر اولیه از جابه‌جایی نسبی انتهای عضو ایجاد شده و مقدار ماکزیمم آن، تقریبا همیشه در یکی از دو انتهای عضو اتفاق می‌افتد. همچنین مقدار ماکزیمم لنگر ثانویه ناشی از جابه‌جایی نسبی انتهای عضو، همیشه در انتهای عضو ایجاد می‌شود. لذا مقادیر ماکزیمم لنگرهای اولیه و ثانویه قابل جمع بوده و نیازی به ضریب الگوی انحناء C_m نخواهد بود. به‌عبارت‌دیگر $C_m = 1$ در نظر گرفته می‌شود و حتی اگر نیاز به محاسبه آن باشد، اثر کاهنده این ضریب بسیار ناچیز خواهد بود. در تیرستون AB شکل زیر، لنگرهای ایجاد شده در دو انتهای عضو (ناشی از بار جانبی) دارای مقادیر یکسان هستند.



شکل ۱۴ـ۷ لنگرهای ایجاد شده در عضو بدون مهار جانبی

۷-۵-۱ تعیین نیازهای تشدید نیافته $P_{nt}, P_{lt}, M_{nt}, M_{lt}$

تأثیر جمع آثار یا سوپر پوزیشن در شکل زیر نمایش‌داده‌شده که قابی بدون مهار جانبی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفته است. لنگر M_{nt} در عضو AB با اعمال تنها بارهای ثقلی، محاسبه گردیده است. به دلیل تقارن در سازه و در بارگذاری، نیازی به مهار جانبی در برابر بارهای ثقلی نمی‌باشد. برای اعمال نمودن تأثیر لنگر ثانویه $P\delta$ لنگر M_{nt} در B_1 ضرب می‌شود. لنگر M_{lt} از آزادی جانبی قاب و اعمال بار افقی H محاسبه شده که برای اعمال تأثیر لنگر ثانویه $P\Delta$ در B_2 ضرب می‌شود.



شکل ۱۵ـ۷ ستون در قاب با امکان جابه‌جایی

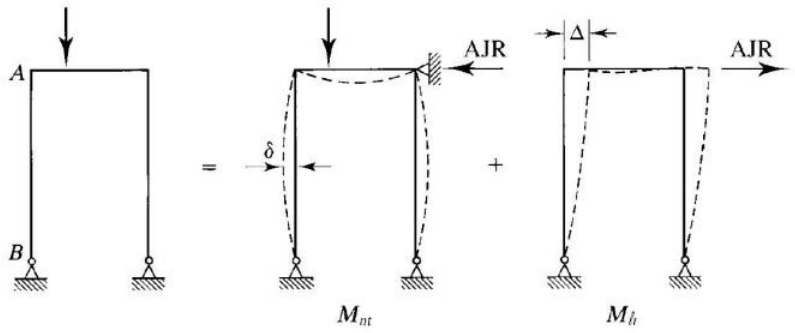
توجه: باتوجه‌به توضیحات فوق در **سازه‌های متقارن**، لنگر M_{nt} از بارهای ثقلی (ضریب‌دار) و لنگر M_{lt} از بارهای جانبی (ضریب‌دار) حاصل می‌شوند. بدین ترتیب باتوجه‌به ترکیب بارگذاری موردنظر، **چنانچه نتیجه تحلیل حاصل از بارهای مرده (M_D)، زنده (M_L) و جانبی (M_E) به تفکیک موجود باشند، لنگرهای M_{nt} و M_{lt} قابل محاسبه خواهند بود.**

شکل زیر حالت دیگری را نشان می‌دهد که قاب تنها تحت بارگذاری ثقلی قرار دارد و به دلیل عدم تقارن، بار ثقلی جابه‌جایی افقی اندکی را ایجاد خواهد نمود. لنگر M_{nt} با فرض مهار جانبی قاب محاسبه می‌شود. ازآنجاکه در این قاب مهار جانبی وجود ندارد، تکیه‌گاهی فرضی در راستای جابه‌جایی افقی برای قاب در نظر گرفته شده که پس از تحلیل، **واکنش تکیه‌گاه فرضی** [1]محاسبه خواهد شد. برای محاسبه لنگر ناشی از جابه‌جایی قاب، تکیه‌گاه فرضی حذف شده و نیرویی برابر با واکنش تکیه‌گاه فرضی ولی در جهت مخالف آن، به قاب اعمال می‌شود. در این گونه موارد، مقدار لنگر ثانویه $P\Delta$ بسیار کوچک بوده و لنگر M_{lt} معمولاً قابل چشم‌پوشی است.

در مواردی که بار جانبی و بار ثقلی نامتقارن، هر دو بر قاب اعمال می‌شوند، در محاسبه لنگر M_{lt} لازم است مجموع واکنش تکیه‌گاه فرضی و بارگذاری جانبی مدنظر محاسبات قرار گیرند.

---

[1] artificial joint restraint (AJR).



شکل ۱۶ــ۷ ستون در قاب با امکان جابه‌جایی

به‌عنوان راهکار دیگر، می‌توان قاب را در دو مرحله تحلیل نمود. در مرحله اول، قاب با مهار جانبی تحلیل شده و لنگرهای M_{nt} بدست می‌آیند. در مرحله بعد قاب به‌صورت مهارنشده تحلیل می‌شود. با کسر نتایج مرحله اول از مرحله دوم، لنگرهای M_{lt} بدست می‌آیند.

۲-۵-۷ ضریب تشدید B_2

نیروی محوری عضو که هم بارگذاری ثقلی و هم بار جانبی بر آن تأثیرگذار است، به دلیل تغییرمکان جانبی باعث تشدید لنگر $P\Delta$ می‌شود. لذا تشدید لنگر در این وضعیت با نیروی محوری ستون‌ها مرتبط خواهد بود. ضریب تشدید B_2 توسط آیین‌نامه به‌صورت زیر تعریف می‌شود.

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1 \qquad ۷_۹$$

B_2 ضریب تشدید P-Δ

P_{story} مجموع بار قائم طبقه $P_{e,story}$ مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه

در رابطه فوق P_{story} مجموع بار قائم طبقه موردنظر و $P_{e,story}$ مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه موردنظر است که از طریق تحلیل کمانش جانبی و یا رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$P_{e,story} = R_M \frac{H.L}{\Delta_H} \qquad ۷_۱۰$$

$P_{e,story}$ مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه H نیروی برش طبقه

L ارتفاع طبقه Δ_H جابه‌جایی (دریفت) طبقه

نیروی H برش طبقه یا مجموع نیروهای افقی است که Δ_H را ایجاد می‌کنند. Δ_H دریفت طبقه یا جابه‌جایی جانبی طبقه است. R_M از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$R_M = 1 - 0.15\frac{P_{mf}}{P_{story}} \qquad ۷_۱۱$$

P_{mf} مجموع نیروهای قائم ستون‌های قاب خمشی P_{story} مجموع بار قائم طبقه

در این رابطه P_{mf} مجموع نیروهای قائم ستونهایی از طبقه است که بخشی از قاب خمشی هستند. چنانچه قاب خمشی در طبقه موردنظر وجود نداشته باشد (سیستم دیوار برشی یا مهاربند) $P_{mf}=0$ و لذا $R_M=1$ خواهد بود. اگر تمام ستون‌های طبقه جزو قاب خمشی و با اتصالات صلب باشند، $P_{mf}=P_{story}$ و لذا $R_M=0.85$ خواهد بود.

دلیل استفاده از مجموع بار و ظرفیت طبقه آنست که ضریب B_2 تنها بر قاب‌های بدون مهار جانبی تأثیرگذار است و اگر جابه‌جایی در طبقه اتفاق بیفتد، مقدار جابه‌جایی برای تمام ستون‌های طبقه به‌صورت یکسان خواهد بود. در بیشتر موارد سازه از قاب‌های مسطح (صفحه‌ای) تشکیل می‌شود، لذا P_{story} و $P_{e\ story}$ مربوط به ستون‌های یک طبقه از قاب خواهند بود و بار H مجموع بارهای جانبی است که در آن طبقه و در طبقات بالاتر، به قاب وارد می‌شوند. ازآنجاکه Δ_H توسط بار H ایجاد شده است، نسبت $\frac{H}{\Delta_H}$ توسط بارهای ضریب‌دار و یا بارهای بدون ضریب، قابل محاسبه خواهد بود.

در وضعیتی که M_{nt} و M_{lt} در دو نقطه متفاوت عضو پدید آیند، رابطه آیین‌نامه مقدار محافظه‌کارانه‌ای را نتیجه خواهد داد.

۷-۶ مراحل کنترل تیرستون بدون مهار جانبی

چنانچه ذکر شد در اعضای متعلق به قاب بدون مهار جانبی یا اعضای با مهار جانبی، دو انتهای عضو نسبت به یکدیگر امکان تغییرمکان جانبی دارند. بدین ترتیب چنانچه مثلا دو ترکیب بار $1.2D+L+E$ و $1.2D+1.6L$ مدنظر بررسی باشند، به دلیل وجود مهار جانبی، بار جانبی E در قاب ایجاد نیرو و لنگر می‌نماید و لذا ممکن است هر یک از دو ترکیب بار فوق، تعیین کننده باشند ولی در مثالهای این بخش، ترکیب بار دارای نیروی جانبی (ترکیب بار اول) مدنظر خواهد بود. فرض بر آن است که مقطع و جهت قرارگیری تیرستون مشخص بوده و نتایج تحلیل قاب، برای دو انتهای تیرستون موردنظر موجود باشد.

الف- تعیین نیازهای تشدید نیافته $P_{nt}, P_{lt}, M_{nt}, M_{lt}, P_u, M_r$

با ترسیم دیاگرام نیروی محوری و لنگرخمشی برای تیرستون ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی، M_{nt} و P_{nt} و ناشی از بارهای با جابه‌جایی M_{lt} و P_{lt} تعیین می‌شود. با تعیین ترکیب بار موردنظر، نیازهای تشدید نیافته ناشی از آن برای بارهای مرده، زنده و جانبی باتوجه‌به ایجاد جابه‌جایی توسط آنها و باتوجه‌به ضرایب ترکیب بار، محاسبه می‌گردند.

توجه: چنانچه سازه و بارگذاری ثقلی متقارن باشد، بارهای ثقلی (مانند بار مرده و زنده) ایجاد جابه‌جایی نمی‌نمایند ولی بار جانبی (مانند بار زلزله یا باد) ایجاد جابه‌جایی جانبی خواهند نمود. در این وضعیت نیازهای تشدید نیافته با جابه‌جایی و بدون جابه‌جایی برای ترکیب بار نمونه $1.2D+L+E$ به‌صورت زیر قابل محاسبه خواهند بود.

$$P_{nt}=1.2P_D+P_L$$
$$P_{lt}=P_E$$
$$M_{nt}=1.2M_D+M_L$$
$$M_{lt}=M_E$$

رابطه نیازهای تشدید نیافته نهایی ناشی از ترکیب بار با نیازهای تشدید نیافته با جابه‌جایی و بدون جابه‌جایی بدین صورت خواهد بود:

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = P_{nt} + P_{lt}$$
$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = M_{nt} + M_{lt}$$

۲-۶-۷ محاسبه ضریب تشدید B_1

این ضریب در قاب‌های مهارشده و مهارنشده به کار خواهد رفت. سختی خمشی کاهش یافته باتوجه‌به روش تحلیل انجام شده تعیین می‌شود. در صورت عدم وجود مهار جانبی ضریب الگوی انحناء C_m به‌صورت محافظه‌کارانه $C_m = 1$ در نظر گرفته شده و سپس ضریب تشدید B_1 مطابق بخش قبل محاسبه می‌شود.

۳-۶-۷ محاسبه ضریب تشدید B_2

این ضریب که در قاب‌های مهارنشده (دارای جابه‌جایی) به کار می‌رود، بدین صورت محاسبه می‌گردد.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1$$

اگر سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی بوده و تمام ستون‌های طبقه در باربری جانبی مشارکت داشته باشند:

$$P_{mf} = P_{story}\,, R_M = 0.85$$

و اگر سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، دیوار برشی و یا مهاربند باشد:

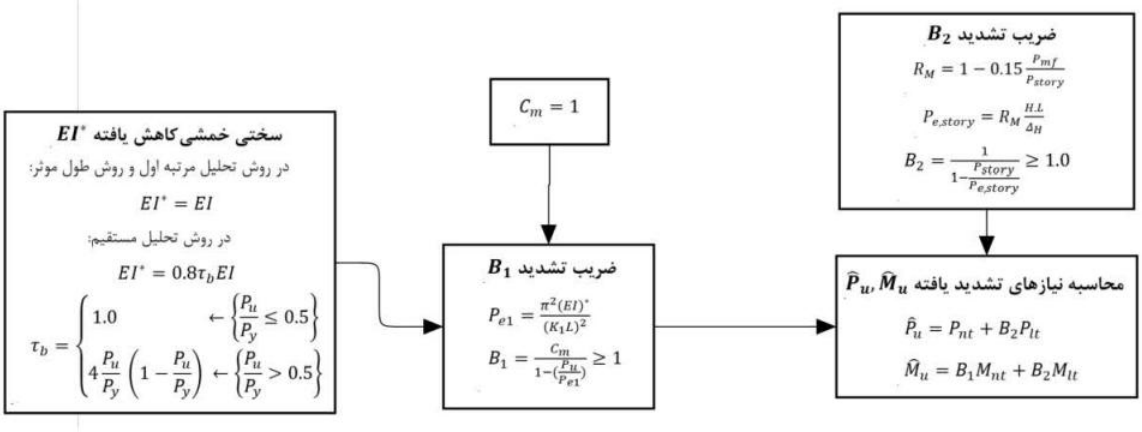
$$P_{mf} = 0\,, R_M = 1$$

در سایر موارد، بخشی از ستون‌های طبقه در باربری جانبی مشارکت داشته و لذا خواهیم داشت:

$$0.85 \leq R_M \leq 1.0$$

۴-۶-۷ محاسبه نیازهای تشدید یافته $\widehat{P}_r, \widehat{M}_r$

پس از محاسبه نیازهای تشدید نیافته و ضرایب تشدید آنها، نیازهای تشدید یافته با استفاده از ضرایب تشدید B_1, B_2 محاسبه شده محاسبه می‌گردند. در تیرستونهای دارای خمش دو محوره، لازم است روابط مربوط به نیاز لنگر تشدید یافته برای دو محور به‌صورت جداگانه نوشته شوند. در این صورت لنگرهای تشدید یافته در قالب دو رابطه $\widehat{M}_{rx} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2x}M_{ltx}$ و $\widehat{M}_{ry} = B_{1y}M_{nty} + B_{2y}M_{lty}$ قابل محاسبه هستند. روندنمای محاسبه نیاز لنگر و نیروی محوری تشدید یافته در عضو بدون مهار جانبی، در روش LRFD مطابق شکل زیر خواهد بود.



شکل ۱۷ـ۷ روندنمای محاسبه نیاز تشدید یافته تیرستون بدون مهار جانبی در روش LRFD

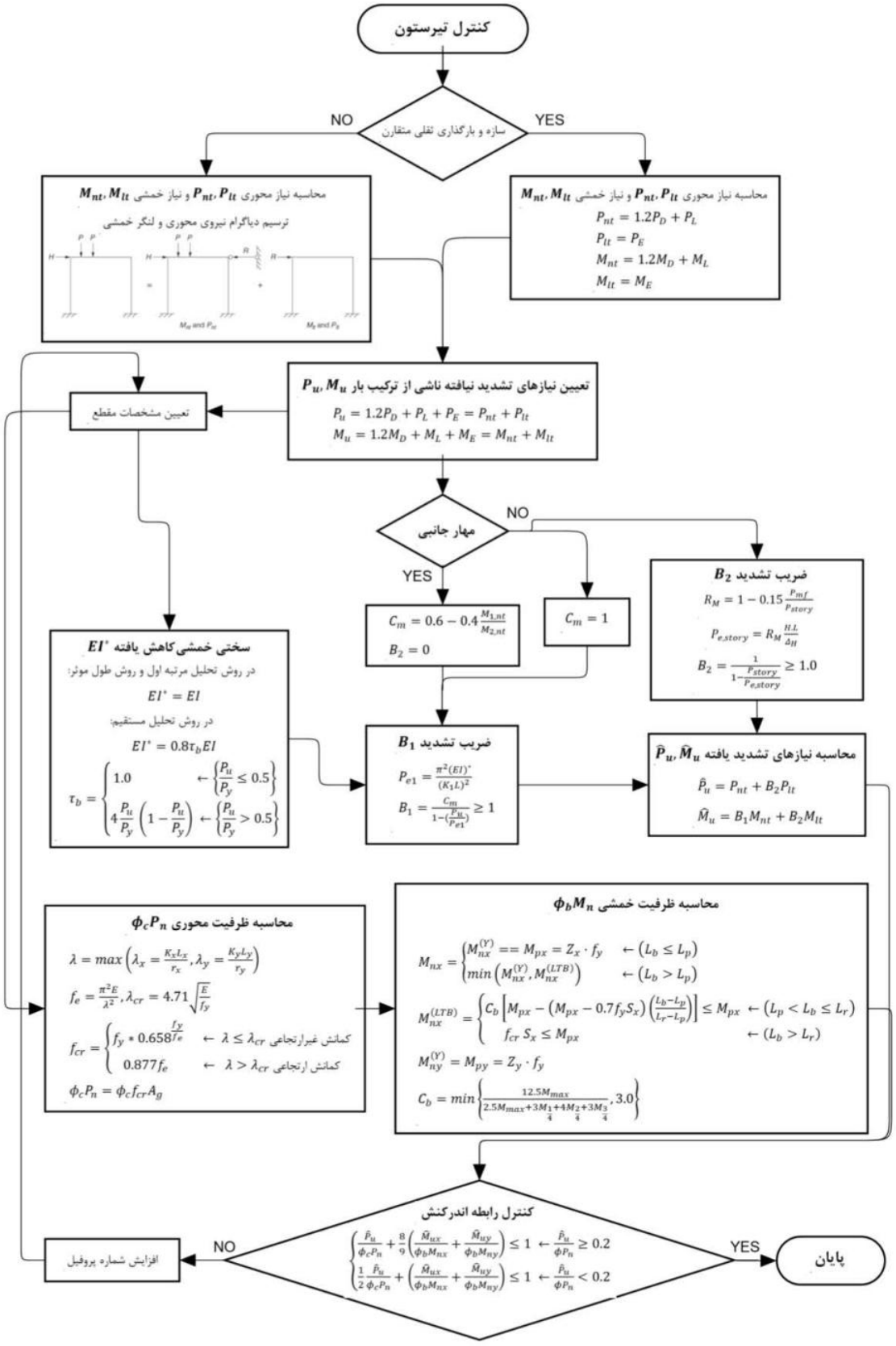
الف- محاسبه ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی

مطابق بخش قبل، ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی تیرستون، باتوجه‌به ضوابط ستون‌ها و تیرها و با فرض استفاده از مقطع I شکل دارای دو محور تقارن، محاسبه می‌گردد.

ب- کنترل رابطه اندرکنش

پس از محاسبه نیاز تشدید یافته و ظرفیت محوری و خمشی، لازم است رابطه اندرکنش کنترل گردد. در صورت برقرار نبودن نامساوی، نمره پروفیل افزایش‌یافته وکنترل از ابتدا انجام می‌شود.

فلوچارت کلی کنترل تیرستون در شکل زیر ارائه شده است.

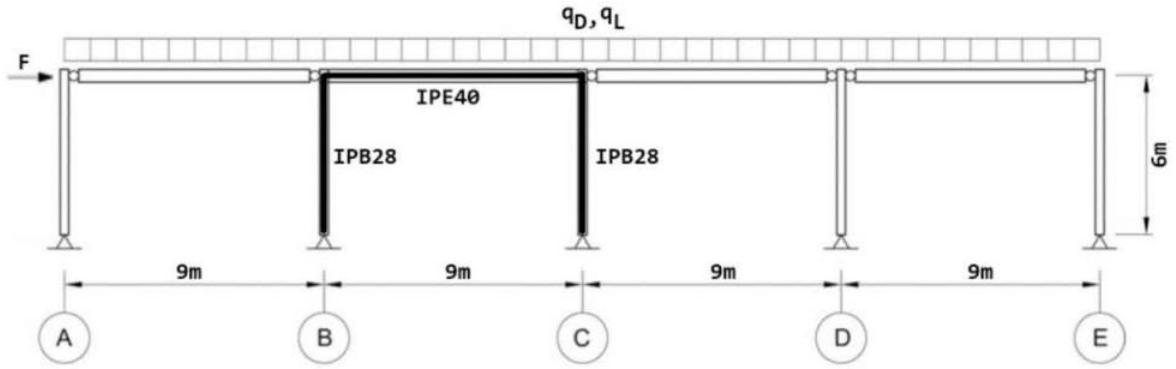


شکل ۱۸ــ۷ روندنمای کنترل تیرستون در روش LRFD

مثال ۷-۷

در قاب شکل زیر، تیرهای AB,CD,DE در دو انتها دارای اتصال مفصلی بوده و قاب خمشی BC مقاومت جانبی سازه را در برابر نیروی جانبی F ناشی از باد، تامین می‌کند. مطلوب است محاسبه ضریب تشدید B_2. ترکیب بار $1.2D + L + 1.4W$ مدنظر است.

$$q_D = 0.6\frac{ton}{m}, \qquad q_L = 3.2\frac{ton}{m}, \qquad F = 0.43ton$$



حل:

تیرهای AB,CD,DE در دو انتها دارای اتصال مفصلی بوده و لذا در باربری جانبی قاب، سهمی نخواهند داشت. لنگر ثانویه $P\Delta$ در این اعضاء پدید نمی‌آید و طراحی آنها با $K = 1$ قابل انجام است.

$$q_u = 1.2q_D + 1.0q_L = 1.2 \times 0.6 + 3.2 = 3.92\frac{ton}{m}$$

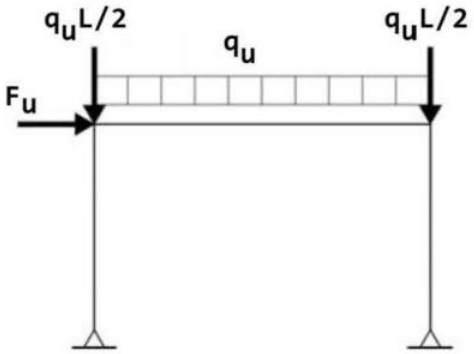
جهت حذف قاب‌های دیگر، لازم است اثر آنها بر قاب خمشی موردنظر اعمال شود. به دلیل اتصالات مفصلی، تنها نیروی قائم بارهای ثقلی دهانه‌های مجاور بر قاب منتقل شده که مقدار آن، برابر نیروی وارد بر نیمی از دهانه مجاور، برای هر ستون است. اندازه هر دهانه $L = 9m$ می‌باشد.

$$\frac{q_u L}{2} = \frac{3.92 \times 9}{2} = 17.6\ ton$$

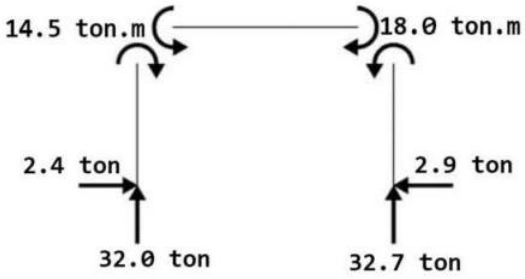
و بار نهایی ناشی از باد برابر است با:

$$F_u = 1.4 \times F = 1.4 \times 0.43 = 0.6\ ton$$

قاب موردنظر و نیروهای وارد بر آن در شکل زیر نمایش‌داده‌شده است.



تحلیل مرتبه اول قاب، انجام شده و نتیجه آن به‌صورت زیر است. جابه‌جایی طبقه از تحلیل $\Delta_H = 0.7cm$ حاصل شده است.



P_{mf} مجموع نیروهای قائم ستونهایی از طبقه است که بخشی از قاب خمشی هستند، که در این قاب ستون‌های B,C خواهند بود. بار قائم وارد بر این ستون‌ها مطابق توضیحات قبل، از بار ثقلی منتقل شده از دهانه‌های مجاور و بار ثقلی اعمال شده بر قاب تشکیل می‌شود که مقدار آن برابر است با:

$$P_{mf} = 2 \times \frac{q_u L}{2} + q_u L = 2q_u L = 2 \times 3.92 \times 9 = 70.6\, ton$$

P_{story} مجموع بار قائم وارد بر طبقه است، که در این قاب برابر بارگسترده اعمال شده بر همه دهانه‌ها است.

$$P_{story} = 4 \times q_u L = 4 \times 3.92 \times 9 = 141.1\, ton$$

بدین ترتیب R_M برابر است با:

$$R_M = 1 - 0.15\frac{P_{mf}}{P_{story}} = 1 - 0.15 \times \frac{70.6}{141.1} = 0.925$$

نیروی H برش طبقه است که در این قاب، برابر نیروی جانبی وارد شده بر طبقه خواهد بود (اگر تعداد طبقات بیش از واحد باشد، برش طبقه برابر مجموع نیروهای جانبی در طبقات بالاتر و نیروی جانبی وارد بر طبقه موردنظر می‌باشد).

$$H = 0.6ton$$

L ارتفاع طبقه است.

$$L = 6m = 600cm$$

و Δ_H تغییر مکان جانبی طبقه بوده که از تحلیل قاب بدست آمده است.

$$\Delta_H = 0.7cm$$

$P_{e,story}$ مقاومت کمانش الاستیک طبقه موردنظر است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$P_{e,story} = R_M \frac{H.L}{\Delta_H} = 0.925 \times \frac{0.6 \times 600}{0.7} = 475.7\, ton$$

در نهایت ضریب تشدید B_2 قابل محاسبه خواهد بود.

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1.0 = \max\left(\frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{e,story}}}, 1.0\right)$$

$$B_2 = \max\left(\frac{1}{1-\frac{141.1}{475.7}}, 1.0\right) = 1.422$$

۷-۷ طراحی تیرستون

در واقع روابط آیین‌نامه جهت طراحی تیر ستون‌ها، روابط کنترل مقطع تیرستون می‌باشد. به‌عبارت‌دیگر با فرض یک مقطع مناسب برای عضو، روابط آیین‌نامه کفایت یا عدم کفایت آن را نشان می‌دهند؛ بنابراین برای طراحی یک تیرستون، در اولین مرحله لازم است مقطع مناسبی برای آن فرض گردد و سپس با کنترل روابط آیین‌نامه‌ای، آن مقطع مورد تأیید یا تغییر قرار گیرد.

۱-۷-۷ انتخاب جهت قرارگیری پروفیل

در تعیین جهت قرارگیری تیرستون دو معیار کمانش و خمش تعیین کننده است. از طرفی باید ضریب لاغری تیرستون حول دو محور به یکدیگر نزدیک باشند تا طرح اقتصادی و بهینه شود (انتخاب KL بیشتر با r بیشتر و بر عکس). همچنین باید لنگر بیشتر با اساس مقطع بیشتر همراه گردد تا از ظرفیت مقطع به نحو مطلوبی استفاده شود (انتخاب لنگر بیشتر با Z بیشتر و بر عکس). در نتیجه بررسی این دو معیار در مقطع بحرانی تیرستون الزامی است.

۲-۷-۷ حدس مقطع اولیه تیرستون

در مسائل طراحی که مقطع تیرستون از ابتدا مشخص نیست، روش متعارفی که تأثیر لنگرخمشی و نیروی محوری را به‌صورت هم‌زمان در نظر می‌گیرد، روش نیروی محوری مؤثر یا رابطه یورا[۱] است. در این روش ابتدا مقطعی برای ستون در نظر گرفته شده و ابعاد مقطع (ارتفاع مقطع و عرض بال) تعیین می‌شوند. سپس نیروی محوری P_r و لنگرخمشی M_{rx} و یا M_{ry} مطابق رابطه زیر با نیروی محوری مؤثر $P_{r,eff}$ جایگزین می‌شوند.

$$\boldsymbol{P_{r,eff} = P_u + M_{rx}\left(\frac{2}{d}\right) + M_{ry}\left(\frac{7.5}{b_f}\right)} \qquad ۷_۱۲$$

$P_{r,eff}$ نیروی محوری مؤثر رابطه یورا

d ارتفاع مقطع

b_f عرض بال

[۱] Yura

M_{rx} لنگر ضریب‌دار حول محور x M_{ry} لنگرخمشی ضریب‌دار حول محور y

پس از آن مشابه با مبحث طراحی ستون به روش LRFD در فصل طراحی قطعات فشاری، سطح مقطع موردنیاز ستون حاصل می‌گردد.

$$A \geq \frac{P_{r,eff}}{\phi_c f_{cr}} \qquad ۷_۱۳$$

و از جدول مشخصات مقاطع، سطح مقطع نزدیک به مقدار به‌دست‌آمده به‌عنوان مقطع اولیه انتخاب می‌گردد. ازآنجاکه با کاهش مقطع، نیروی محوری مؤثر افزایش می‌یابد، در انتخاب مقطع نیازی به سعی و خطا نیست.

۷-۸ مقطع بحرانی در تیرستون

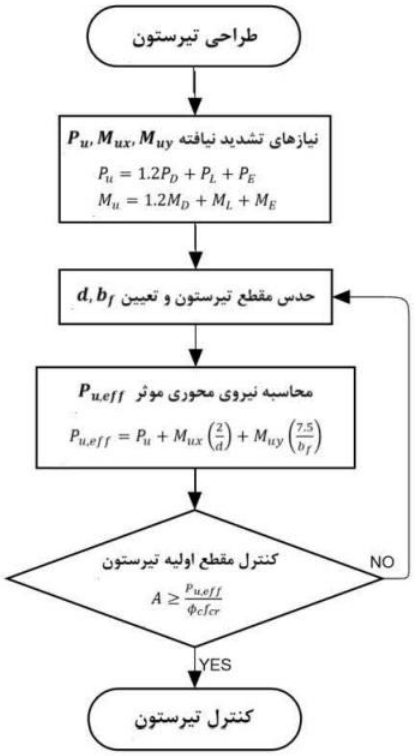
همان‌گونه‌که قبلاً مطرح گردید، روابط آیین‌نامه در واقع کنترل مقطع تیرستون می‌باشد. حال این سؤال مطرح می‌گردد که در یک عضو تیرستون، کدام مقطع آن باید مورد بررسی قرار گیرد. به‌عبارت‌دیگر موقعیت مقطع بحرانی تیرستون کجاست؟ برای پاسخ دقیق به این سؤال باید همه مقاطع یک عضو مطابق روابط آیین‌نامه مورد بررسی و کنترل قرار گیرند. دراین‌ارتباط، با یک بررسی اجمالی می‌توان به بحرانی نبودن بعضی از مقاطع پی برد. برای تشخیص مقطع بحرانی، می‌توان الگوهای زیر را موردتوجه قرارداد:

الف) وجود نیروی محوری ماکزیمم $(P_{r,max})$ یا وجود لنگر حداکثر حول محورx یعنی (M_{rx}^{max}) و یا وجود لنگر حداکثر حول محورy یعنی (M_{ry}^{max}) می‌تواند نشانگر مقطع بحرانی باشد.

ب) کم بودن مقاومت فشاری طراحی می‌تواند باعث بحرانی شدن مقطع مورد بررسی گردد. مثلاًکم بودن تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی f_{cr} می‌تواند به علت افزایش لاغری $(\frac{KL}{r})$ باشد و یا کم بودن مقاومت خمشی طراحی حول محور x که می‌تواند به علت افزایش فواصل مهار جانبی بال فشاری و یا کاهش مقدار C_b باشد.

در عمل برای حل یک مسئله تیرستون می‌بایست کلیه پارامترهای مذکور را بررسی نموده و چنانچه همه پارامترهای بحرانی در یک مقطع جمع شده باشد، همان مقطع به‌عنوان مقطع بحرانی انتخاب می‌شود. اما چنانچه همه پارامترهای بحرانی در یک مقطع جمع نباشد، باید چندین مقطع مشکوک به بحرانی بودن را مورد بررسی قرارداد. در چنین حالتی یک روش تعیین مقطع بحرانی آن است که $P_{r,eff}$ برای همه مقاطع مشکوک به بحرانی تشکیل گردد و مقطعی که در آن $P_{r,eff}$ بیشتر است، ابتدا به‌عنوان مقطع بحرانی انتخاب شود.

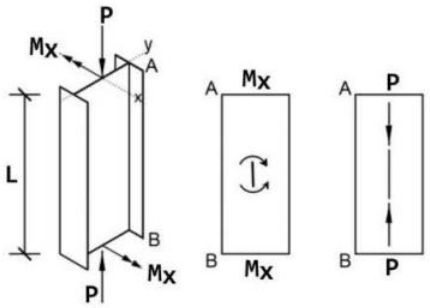
مراحل طراحی تیرستون از آغاز طراحی تا تعیین مقطع و آغاز کنترل آن، به‌صورت فلوچارت در شکل زیر ارائه شده است.



شکل ۱۹ـ۷ روندنمای آغاز طراحی تیرستون در روش LRFD

مثال ۷-۸

تیرستون به طول $4m$ دارای ضرایب طول مؤثر $K_x = 1.5$ و $K_y = 1$ می‌باشد. ترکیب بار $1.2D + L + E$ مدنظر است. نتیجه تحلیل مرتبه اول برای بار محوری (بار مرده) و لنگر حول محور x (بار جانبی) ارائه شده است. نتایج تحلیل لنگر حول محور y به دلیل اتصالات مفصلی برابر صفر است. تیرستون را که عضوی از قاب خمشی است، از مقطع IPB طرح نمایید. بار ثقلی وارد بر طبقه $P_{story} = 80ton$ و برش طبقه $H = 1ton$ در نظر گرفته شود. دریفت طبقه ناشی از تحلیل مرتبه اول $\Delta_H = 0.5cm$ بدست آمده است.



$1.2P_D + P_L = 40ton$
$(A): 1.2M_D + M_L = 0$
$(B): 1.2M_D + M_L = 0$

$P_E = 20ton$
$(A): M_E = +4ton.m$
$(B): M_E = -4ton.m$

حل:

توجه: ازآنجاکه $K_x = 1.5 > 1$ بنابراین تیرستون در صفحه خمش حول محور x جزئی از قاب خمشی با امکان جابه‌جایی است.

گام ۱- محاسبه نیاز محوری P_{nt}, P_{lt} و نیاز خمشی M_{nt}, M_{lt}

$Combo: 1.2D + L + \mathrm{E}$

$P_u = 1.2P_D + P_L + \mathrm{P_E} = 40 + 20 = 60ton$

$M_{ux} = 1.2M_D + M_L + \mathrm{M_E} = 0 + 4ton.m = 400ton.cm$

$M_{uy} = 0$

$P_{nt} = 1.2P_D + P_L = 40ton$

$P_{lt} = P_E = 20ton$

$M_{ntx} = 1.2M_D + M_L = 0$

$M_{ltx} = \mathrm{M_E} = 400ton.cm$

گام ۲- حدس اولیه مقطع

برای شروع، مقطع $IPB24$ کنترل می‌شود.

$IPB24 \rightarrow d = b_f = 24cm$

$$P_{u,eff} = P_u + M_{ux}\left(\frac{2}{d}\right) + M_{uy}\left(\frac{7.5}{b_f}\right) = 60 + 400 \times \left(\frac{2}{24}\right) + 0 = 93.3ton$$

با فرض تنش فشاری حدود ۲ تن بر سانتیمتر مربع

$$\phi_c f_{cr} \cong 1.8\frac{ton}{cm^2}$$

$$A_g \geq \frac{P_{u,eff}}{\phi_c f_{cr}} = \frac{93.3}{1.8} = 52cm^2$$

مقطع $IPB18$ به‌عنوان حدس اولیه انتخاب می‌شود.

$IPB18 \rightarrow A = 65.3cm^2, I_x = 3830cm^4, r_x = 7.66cm, r_y = 4.57cm, \mathrm{S_x} = 426\mathrm{cm^3}$

$Z_x = 467.4cm^3, Z_y = 229.5cm^3$

گام ۳- محاسبه ضریب تشدید B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (\frac{P_u}{P_{e1}})} \geq 1.0$$

تیرستون در خمش حول محور اصلی دارای امکان جابه‌جایی است، لذا طبق ضوابط آیین‌نامه داریم:

$C_{mx} = 1$

ازآنجاکه تحلیل مرتبه اول انجام شده است در نتیجه کاهش سختی خمشی اعمال نمی‌شود.

$EI^* = EI$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2040 \times 3830}{(1 \times 400)^2} = 482\ ton$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{1}{1 - \frac{60}{482}} = 1.14 > 1 \rightarrow B_{1x} = 1.14$$

گام ۴- محاسبه ضریب تشدید B_2

برای محاسبه B_{2x} از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1.0$$

سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی است و فرض می‌شود کلیه ستون‌های طبقه عضوی از قاب هستند. در نتیجه:

$$P_{mf} = P_{story}$$

$$R_M = 1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{story}} = 1 - 0.15 = 0.85$$

$$P_{e,story} = R_M \frac{H.L}{\Delta_H} = 0.85 \times \frac{1.0 \times 400}{0.5} = 0.85 \times 214 = 680 ton$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e,story}}} = \frac{1}{1 - \frac{80}{680}} = 1.133 > 1$$

گام ۵- محاسبه نیاز محوری $\hat{P}_u$ و نیاز خمشی $\hat{M}_u$ تشدید یافته

حال می توان به محاسبه M_{ux} پرداخت. باتوجه‌به اینکه پایین ستون بحرانی‌تر از بالای ستون می‌باشد، لنگرهای پایین ستون در رابطه قرار می‌گیرد.

$$\hat{P}_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 40 + 1.133 \times 20 = 62.6 ton$$

$$\hat{M}_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.14 \times 0 + 1.133 \times 400 = 453.2 ton.cm$$

گام ۶- محاسبه ظرفیت فشاری $\phi_c P_{nx}$

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.5 \times 400}{7.66} = 78.3$$

$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 400}{4.57} = 87.5$$

$$\lambda_{max} = 87.5 < \lambda_{cr} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

کمانش ستون غیر ارتجاعی است.

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2040}{87.5^2} = 2.63 \frac{ton}{cm^2}$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} f_y = 0.658^{\frac{2.4}{2.63}} \times 2.4 = 1.64 \frac{ton}{cm^2}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 1.64 \times 65.3 = 96.4ton$$

گام ۷- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_{nx}$

با فرض فشرده بودن مقطع، مهار جانبی در ابتدا و انتهای عضو فرض شده و ظرفیت خمشی محاسبه می‌شود.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.57 \times \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 234.5cm$$

$$L_r = 1256.3cm$$

$$L_p = 234.5cm \le L_b = 400cm \le L_r = 1256.3cm$$

$$M_{px} = Z_x f_y = 467.4 \times 2.4 = 1122ton.cm$$

$$M_{nx} = \min\left(C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right], M_{px}\right)$$

$$M_{nx} = \min\left(1.0 \times \left[1122 - (1122 - 0.7 \times 2.4 \times 426)\frac{400 - 234.5}{1256.3 - 234.5}\right], 1122\right)$$

$$M_{nx} = \min(1056.2, 1122) = 1056.2ton.cm$$

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1056.2 = 950.6ton.cm$$

گام ۸- کنترل رابطه اندرکنش

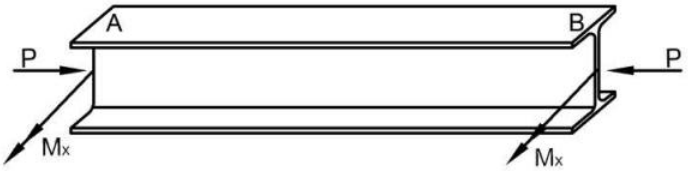
$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} = \frac{62.6}{96.4} = 0.65 \ge 0.2$$

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.65 + \frac{8}{9}\left(\frac{453.2}{950.6} + 0\right) = 1.07 \not\le 1.0 \rightarrow NOT\ OK$$

نیمرخ $IPB18$ برای تیرستون مناسب نیست (با اختلاف کم معادل ۷ درصد). لذا نیمرخ $IPB20$ کنترل می‌شود.

مثال ۷-۹

تیرستون به طول $3.2m$ در قابی متقارن و با بارگذاری ثقلی متقارن قرار دارد که در صفحه yz (خمش حول محور x) جزئی از قاب خمشی با امکان جابه‌جایی بوده و $K_x = 1.5$ است. این تیرستون در صفحه xz (خمش حول محور y) جزئی از قاب مهاربندی شده و لذا دارای اتصالات مفصلی بوده و $K_y = 1$ می‌باشد. ترکیب بار $1.2D + L + 1.4W$ مدنظر است و نتیجه تحلیل مرتبه اول ناشی از آن ارائه شده است. تیرستون را از مقطع IPB طرح نمایید. بار ثقلی طبقه $P_{tory} = 200ton$ و برش طبقه $H = 3ton$ و دریفت ناشی از تحلیل مرتبه اول برابر $\Delta_H = 2.5mm$ می‌باشد.



$\mathbf{1.2P_D + P_L = 75ton}$ $\mathbf{1.4P_W = 5ton}$

$\mathbf{(A): 1.2M_{x,D} + M_{x,L} = +2.5ton.m}$ $\mathbf{(A): 1.4M_{x,W} = +10ton.m}$

$\mathbf{(B): 1.2M_{x,D} + M_{x,L} = +3ton.m}$ $\mathbf{(B): 1.4M_{x,W} = +10ton.m}$

$\mathbf{M_y = 0}$

حل:

گام ۱- محاسبه نیاز محوری P_{nt}, P_{lt} و نیاز خمشی M_{nt}, M_{lt}

$Combo: 1.2D + L + 1.4W$

$P_u = 1.2P_D + P_L + 1.4P_W = 75 + 5 = 80ton$

$M_{ux}(B) = 1.2M_D + M_L + 1.4M_W = 3 + 10ton.m = 1300ton.cm$

$M_{ux}(A) = 1.2M_D + M_L + 1.4M_W = 2.5 + 10ton.m = 1250ton.cm$

$M_{ux} = M_{ux}(max) = 1300ton.cm$

$M_{uy} = 0$

$P_{nt} = 1.2P_D + P_L = 75ton$

$P_{lt} = 1.4P_W = 5ton$

$M_{ntx}(A) = 1.2M_D + M_L = 2.5ton.m$

$M_{ntx}(B) = 1.2M_D + M_L = 3ton.m$

$M_{ltx}(A) = M_{ltx}(B) = 1.4M_W = 10ton.m$

گام ۲- حدس اولیه مقطع

$$P_{u,eff} = P_u + M_{ux}\left(\frac{2}{d}\right) + M_{uy}\left(\frac{7.5}{b_f}\right) = 80 + 1300 \times \left(\frac{2}{24}\right) + 0 = 188ton$$

با فرض تنش فشاری حدود ۲ تن بر سانتیمتر مربع

$$\phi_c f_{cr} \cong 1.8\frac{ton}{cm^2}$$

$$A_g \geq \frac{P_{u,eff}}{\phi_c f_{cr}} = \frac{188}{1.8} = 104.4cm^2$$

مقطع $IPB24$ انتخاب می‌شود.

$IPB24 \rightarrow A = 106cm^2, I_x = 11260c^4, r_x = 10.3cm, r_y = 6.08cm$

$Z_x = 1016cm^3, Z_y = 494.8cm^3$

گام ۳- محاسبه ضریب تشدید B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(\frac{P_u}{P_{e1}})} \geq 1.0 \rightarrow B_1 = \max\left(\frac{C_m}{1-\left(\frac{P_u}{P_{e1}}\right)}, 1.0\right)$$

توجه شودکه محاسبات مرتبط با خمش ستون، حول دو محور x و y به‌صورت جداگانه صورت‌گرفته و لذا ضرایب مرتبط با این محاسبات دارای اندیس محور موردنظر هستند. انحناء ستون به‌صورت مضاعف است.

تیرستون در خمش حول محور اصلی دارای امکان جابه‌جایی است، لذا طبق ضوابط آیین‌نامه داریم:

$$C_{mx} = 1$$

ازآنجاکه تحلیل مرتبه اول انجام شده است در نتیجه $EI^* = EI$ و برای محاسبه P_{e1x} حاصل می‌شود:

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2040 \times 11260}{(1 \times 320)^2} = 2214.0\ ton$$

$$B_{1x} = \max\left(\frac{C_{mx}}{1-\frac{P_u}{P_{e1x}}}, 1.0\right) = \max\left(\frac{1}{1-\frac{80}{2214}}, 1.0\right) = \max(1.037, 1.0) = 1.037$$

گام ۴- محاسبه ضریب تشدید B_2

برای محاسبه B_{2x} از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1.0$$

سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی است و فرض می‌شود کلیه ستون‌های طبقه عضوی از قاب هستند. در نتیجه:

$$P_{mf} = P_{story}$$

$$R_M = 1 - 0.15\frac{P_{mf}}{P_{story}} = 1 - 0.15 = 0.85$$

$$P_{e,story} = R_M \frac{H.L}{\Delta_H} = 0.85 \times \frac{3.0 \times 320}{0.25} = 3264 ton$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{e,story}}} = \frac{1}{1-\frac{200}{3264}} = 1.065 > 1$$

گام ۵- محاسبه نیاز محوری $\widehat{P}_u$ و نیاز خمشی $\widehat{M}_u$ تشدید یافته

حال می توان به محاسبه M_{ux} پرداخت. باتوجه‌به اینکه پایین ستون بحرانی‌تر از بالای ستون می‌باشد، لنگرهای پایین ستون در رابطه قرار می‌گیرد.

$$\widehat{P}_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 75 + 1.065 \times 5 = 80.33 ton$$

$$\widehat{M}_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.037 \times 3.0 + 1.065 \times 10 = 13.76 ton.m = 1376 ton.cm$$

گام ۶- محاسبه ظرفیت فشاری $\phi_c P_{nx}$

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.5 \times 320}{10.3} = 46.6$$
$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 320}{6.8} = 47.1$$
$$\lambda_{max} = 47.1 < \lambda_{cr} = 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 137.3$$

کمانش ستون غیر ارتجاعی است.

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2040}{47.1} = 9.08\frac{ton}{cm^2}$$
$$f_{cr} = 0.658^{\frac{f_y}{f_e}} f_y = 0.658^{\frac{2.4}{9.08}} \times 2.4 = 2.15\frac{ton}{cm^2}$$
$$\phi_c P_n = \phi_c f_{cr} A_g = 0.9 \times 2.15 \times 106 = 205.0ton$$

گام ۷- محاسبه ظرفیت خمشی $\phi_b M_{nx}$

با فرض فشرده بودن مقطع، فواصل مهار جانبی از رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 6.08 \times \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 312cm$$
$$L_b = 312cm \leq L_p = 320cm$$
$$\phi_b M_{nx} = \phi_b Z_x f_y = 0.9 \times 1016 \times 2.4 = 2194.6ton.cm$$

گام ۸- کنترل رابطه اندرکنش

$$\frac{\hat{P}_u}{\phi P_n} = \frac{80.33}{205} = 0.39 \geq 0.2$$
$$\frac{\hat{P}_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{\hat{M}_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{\hat{M}_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.39 + \frac{8}{9}\left(\frac{1376}{2194.6} + \circ\right) = 0.95 \leq 1.0 \rightarrow OK$$

نیمرخ $IPB24$ برای تیرستون مناسب است.

۷-۹ مسائل فصل هفتم

توجه:

- فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۷-۱

تیرستون با نیمرخ IPB و دارای مهار جانبی، تحت نیروی محوری P_u و نیاز خمشی ناشی از بارهای بدون جابه‌جایی M_{ntx} و M_{nty} قرار دارد. طول مؤثر تیرستون در دو راستا برابر K_xL_x و K_yL_y می‌باشد. مطلوب است طراحی مقطع تیرستون.

$$P_u = (4\kappa)ton, \quad M_{ntx} = (0.4\kappa)ton.m, \quad M_{nty} = 5ton.m, \quad K_xL_x = K_yL_y = 3.5m$$

راهنمایی: این تیرستون عضوی از یک قاب بدون امکان جابه‌جایی است، لذا $M_{ltx} = M_{lty} = 0$ خواهد بود. لنگر یک انتهای ستون نصف لنگر انتهای دیگر است و ضریب C_m از نسبت لنگر ارائه شده قابل محاسبه است.

تمرین ۷-۲

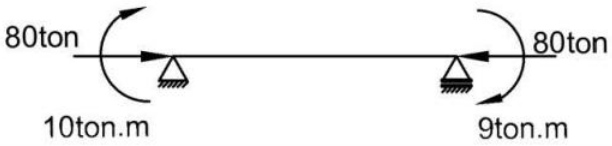
تیرستون با مقطع $IPB24$ و طول L در دو انتها دارای اتصال مفصلی است. بر این تیرستون نیروی محوری ضریب‌دار P_u با خروج از مرکزیت $5cm$ اعمال می‌شود به نحوی که حول محور قوی مقطع، ایجاد لنگر نماید. کفایت تیرستون را بررسی نمایید.

$$P_u = (2\kappa)ton, \quad L = 3m, \quad C_{mx} = C_{my} = 0.85, \quad C_b = 1$$
$$K_x = 1.45, \quad K_y = 1.0, \quad M_{ltx} = M_{lty} = 0$$

تمرین ۷-۳

در تیرستون مهارشده شکل زیر به طول L دارای مقطع IPB24 بوده و خمش حول محور قوی مقطع اتفاق می‌افتد، مطلوب است کنترل تیرستون با شرایط زیر:

$$L = (2 + 0.1\kappa)m, \quad K_x = K_y = 1.0$$



تمرین ۷-۴

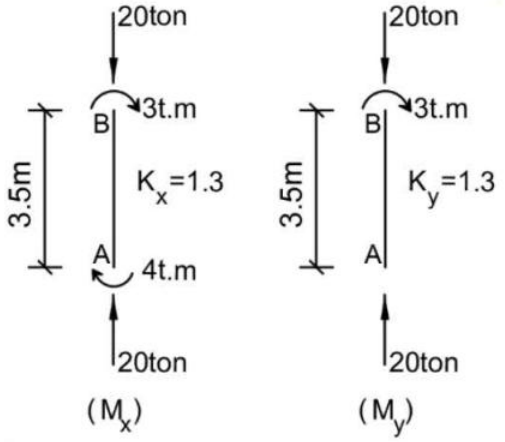
از یک نیمرخ $IPB24$ برای تیرستون استفاده شده است امکان تغییرمکان جانبی در امتداد محور x وجود دارد و بر این ستون بار P_u با خروج از مرکزیت ۱۰ سانتیمتر وارد می‌شود، به نحوی که لنگرخمشی یکسانی در طول تیرستون به آن اثر می‌کند. مطلوب است کنترل نیمرخ تیرستون.

$$P_u = (2\kappa)ton, \quad L = 3.2m, \quad K_x = 1.45, \quad K_y = 1.0, \quad M_{ltx} = M_{lty} = 0$$

تمرین ۷-۵

تیرستون زیر از پروفیل IPB طرح نمایید. مهار جانبی بال فشاری در نقاط A و B وجود دارد. ترکیب بار $0.9D + E$ مدنظر است و نتیجه تحلیل مرتبه اول نیروی محوری ناشی از بار مرده ضریب‌دار و لنگرهای ناشی از بار جانبی ارائه شده است. بار ثقلی طبقه P_{story} و برش طبقه H و دریفت ناشی از تحلیل مرتبه اول برابر $\Delta_H = 12mm$ می‌باشد.

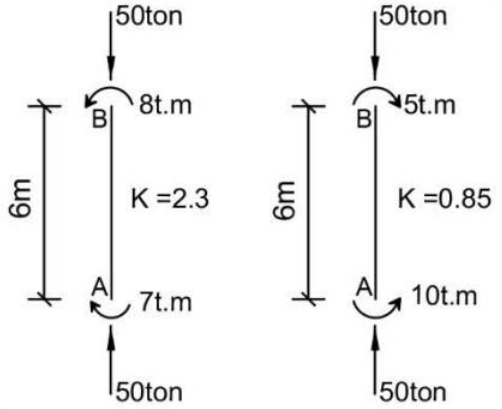
$$P_{story} = (2\kappa)ton, \quad H = (0.02\kappa)ton$$



تمرین ۷-۶

تیرستون زیر را از IPB طرح نمایید. مهار جانبی بال فشاری در نقاط A و B وجود دارد. ترکیب بار $0.9D + E$ مدنظر است. اثر بارهای ثقلی سازه بر تیرستون ناچیز و در حد صفر است. نتیجه تحلیل مرتبه اول نیروی محوری و لنگرهای ناشی از بار جانبی ارائه شده است. بار ثقلی طبقه P_{story} و برش طبقه H و دریفت ناشی از تحلیل مرتبه اول برابر $\Delta_H = 12mm$ می‌باشد.

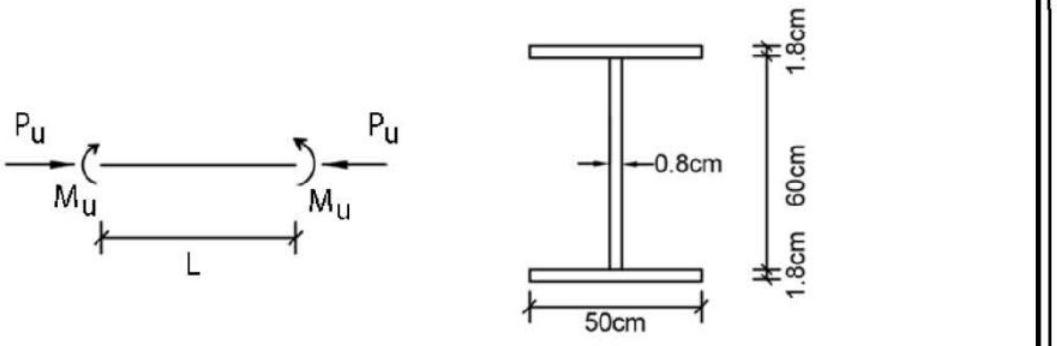
$$P_{story} = (\kappa)ton, \quad H = (0.02\kappa)ton$$



تمرین ۷-۷

مطلوب است کنترل تیرستون شکل زیر در برابر بارهای وارده، بدون امکان جابه‌جایی.

$$P_u = (2\kappa)ton, \quad M_u = (20\kappa)ton.cm, \quad L = (2 + 0.05\kappa)m, \quad K_x = K_y = 1.0$$

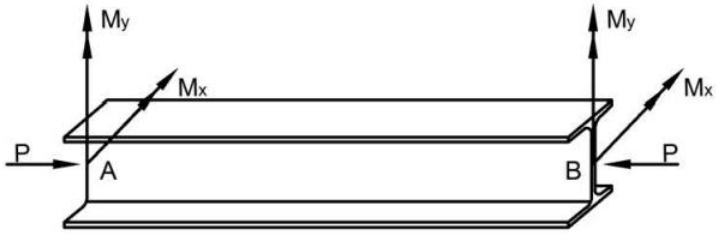


تمرین ۷-۸

یک تیرستون از $IPB28$ و به ارتفاع L در یک قاب با امکان جابه‌جایی و در صفحه عمود بر آن دارای مهار است. لذا $K_y = 1.0$ می‌باشد. تخمین زده می شودکه $K_x = 1.35$ باشد. تحلیل قاب با بارهای ضریب‌دار مقادیر روی شکل نشان داده شده است. آیا این نیمرخ برای این تیرستون مناسب است؟ ترکیب بار $0.9D + E$ مدنظر است. بررسی در دو حالت زیر انجام شود:

الف) مقطع ساخته شده از فولاد ST37

ب) مقطع ساخته شده از فولاد ST52



$$L = (2 + 0.05\kappa)m$$
$$P_E = (\kappa)ton, \quad 0.9P_D = 80ton$$
$$0.9M_{D,x}(A) = 3ton.m, \quad 0.9M_{D,x}(B) = 2ton.m$$
$$M_{E,x}(A) = 12ton.m, \quad M_{E,x}(B) = 10ton.m, \quad M_y = 0$$

تمرین ۷-۹

تیرستون تحت بارهای محوری و لنگرهای خمشی M_D, M_L, P_D, P_L قرار دارد. این نیمرخ را از IPB طراحی نمایید. ستون در سیستم مهارشده قرار دارد و نوع فولاد آن $ST37$ می‌باشد. ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مدنظر است.

$$P_D = (0.5\kappa)ton, \qquad P_L = 8ton, \qquad M_D = 3ton.m, \qquad M_L = 5ton.m$$

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد اول

فصل ۸

مدرس: دکتر گرامی

استاد و عضو هیئت علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۸

طراحی صفحه ستون

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

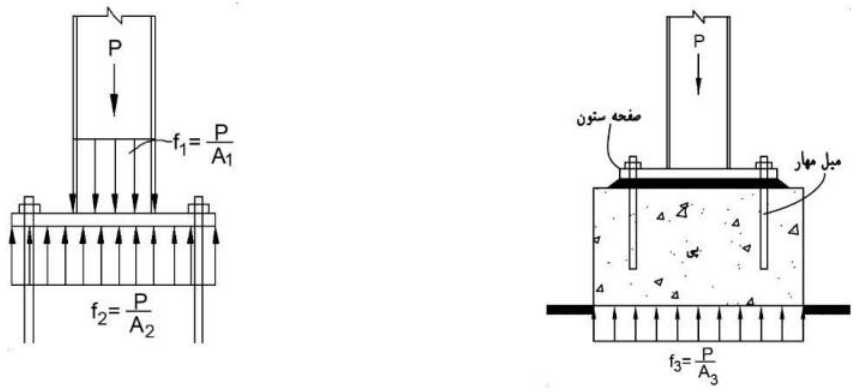
فهرست:

۸ـ۱	پیشگفتار
۸ـ۲	ظرفیت اتکایی بتن
۸ـ۳	کنترل ظرفیت خمشی صفحه ستون
8-4	کنترل ظرفیت برشی صفحه ستون
۸ـ۵	صفحه ستون تحت بار محوری فشاری بدون خروج از مرکزیت
۸ـ۶	طراحی صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت کم
۸ـ۷	طراحی صفحه ستون تحت اثر بار محوری همراه با خروج از مرکزیت
۸ـ۸	خروج از مرکزیت کم
۸ـ۹	طراحی صفحه ستون با خروج از مرکزیت متوسط
۸ـ۱۰	طراحی صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت زیاد
۸ـ۱۱	طراحی برای برش
8-12	طراحی میلمهار
۸ـ۱۳	طراحی صفحه ستون تحت بار محوری کششی
۸ـ۱۴	طراحی صفحه ستون با استفاده از سخت‌کننده (لچکی)
۸ـ۱۵	موارد ویژه در طراحی صفحه ستون
۸ـ۱۶	تستهای فصل هشتم
۸ـ۱۷	مسائل فصل هشتم

۸-۱ پیشگفتار

صفحه ستونها، صفحاتی هستند که نیروهای متمرکز پای ستون را به صورت گسترده روی سطح تکیه‌گاهی(روی سطح فونداسیون) توزیع می‌کنند. با توجه به اینکه وظیفه یک سازه تحمل بارهای وارده برآن و انتقال نیروها به تکیه‌گاههای مناسب است، طبیعتاً بایستی در هر مرحله از انتقال نیروها، تنشها به حد قابل قبولی کاهش یابد تا در مرحله نهایی، بارها بتوانند به سطح زمین منتقل شوند. صفحات زیر ستون در سازه‌های فولادی ضمن انتقال بارهای سازه به فونداسیون، نیروهای وارد برآن را در حد قابل قبول تنش مجاز بتن کاهش می‌دهند. به عبارت دیگر وظیفه اصلی صفحه ستونها کاهش تنشهای موجود در روی سطح فونداسیون و رساندن آنها به حد قابل تحمل و مجاز مصالحی است که فونداسیون از آن ساخته شده است.

فونداسیون نیز وظیفه توزیع و انتقال بارهای وارده از طرف سازه به زمین را بر عهده دارد و با کاهش تنشهای اعمالی برروی خاک تا حد قابل قبول، نیروهای یک سازه را به صورت رضایت بخشی به زمین منتقل می‌کند. در شکل زیر ستونی با نیروی فشاری P که توسط یک صفحه ستون به فونداسیون منتقل می‌شود، نشان داده شده است.



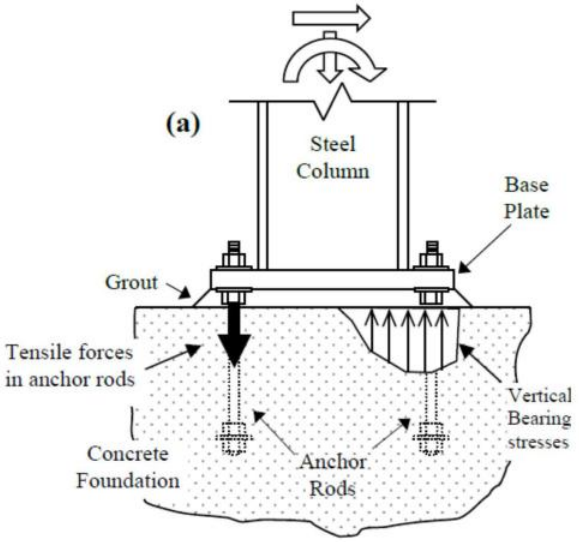
ب) انتقال نیرو از صفحه ستون به فونداسیون　　الف) انتقال نیرو از ستون به صفحه ستون

شکل ۱ـ۸ توزیع و انتقال نیرو از ستون به فونداسیون

چون بتن نمی‌تواند تنش مستقیم را تحمل نماید، با استفاده از صفحه ستون، تنشها به سطح وسیعتری منتقل می‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که $f_1=\frac{P_u}{A_1}$ (A_1 مساحت نیمرخ و f_1 تنش فشاری برروی صفحه ستون) بزرگتر از $f_2=\frac{P_u}{A_2}$ (A_2 مساحت صفحه ستون و f_2 تنش فشاری برروی بتن) و f_2 به مراتب بزرگتر از $f_3=\frac{P_u}{A_3}$ (A_3 سطح فونداسیون و f_3 تنش فشاری برروی زمین) است. از این رو مساحت صفحه ستون باید به اندازه‌ای باشد که تنش فشاری حاصل با اطمینان کافی به فونداسیون منتقل شود.

۸-۱-۱ تحلیل و طراحی اتصال پای ستون

تحلیل و طراحی صفحه ستونهای متداول، مانند صفحه ستون نشان داده شده در شکل زیر، بر اساس نیروها و لنگرهای ایجاد شده در اجزاء آن صورت می‌گیرد. نیروهای ناشی از بارگذاری و عکس‌العمل پی بر صفحه ستون، به صورت شماتیک در شکل زیر نمایش داده شده است.

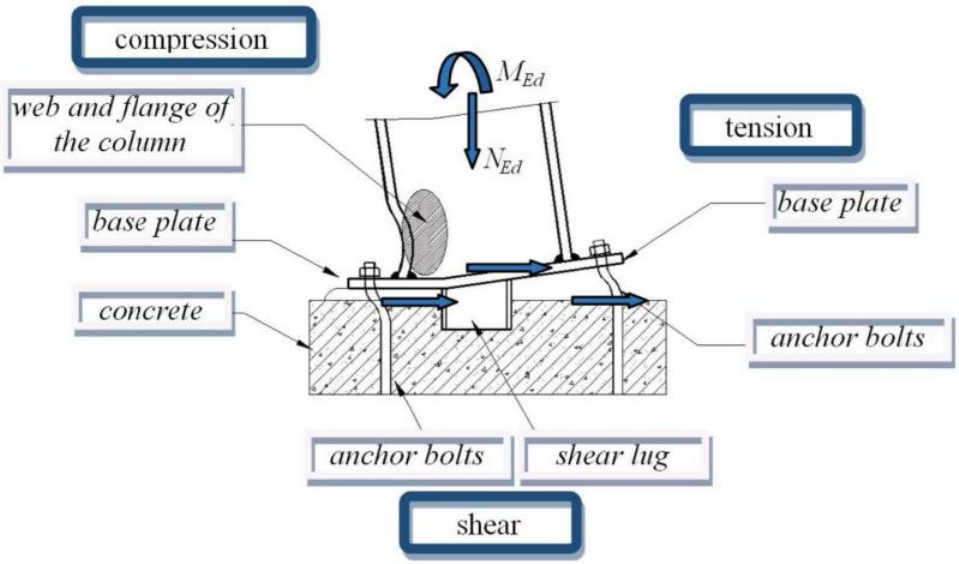


شکل ۲ـ۸ شماتیک نیروهای وارد شده به صفحه ستون

اجزاء صفحه ستون یا توجه به بارهای حاصل از ترکیب بارهای طراحی، به رده‌های زیر تقسیم‌بندی شده و طراحی می‌شوند.

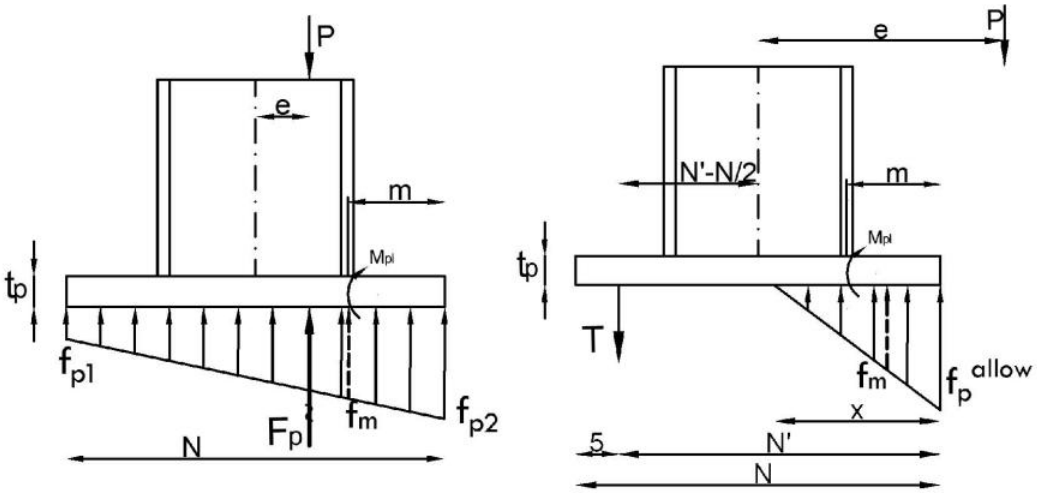
- مقاومت اتکایی پی بر اساس تنش ناشی از بار محوری فشاری و لنگر ستون.
- مقاومت کششی میل‌مهارها بر اساس نیروی ناشی از بار محوری کششی و لنگر ستون.
- مقاومت خمشی صفحه ستون ناشی از تنشهای اتکایی پی و کشش میل‌مهار.
- مقاومت برشی میل‌مهارها در صفحه ستون ناشی از بار برشی پای ستون.
- مقاومت برشی پی ناشی از بار برشی.
- مقاومت کششی پی ناشی جهت مهارکردن میل‌مهار کششی.
- طراحی اتصالات جوشی یا پیچ و مهره‌ای اتصال ستون به صفحه ستون.
- طراحی سخت‌کننده‌های اتصال پای ستون.

چنانچه مشاهده می‌شود کلیه اجزاء اتصال که در مسیر انتقال نیروهای ستون به پی و بستر خاک دارای نقش هستند، برای نیروی متناظر خود طراحی می‌شوند. در این کتاب، قسمتهایی از طراحی که در سازه‌های متداول دارای کاربرد بیشتری هستند، تشریح می‌گردد. جهت اطلاع از جزئیات و ضوابط کامل طراحی صفحه ستون و اجزاء آن، به آیین‌نامه‌های معتبر مراجعه گردد. وضعیتهای مختلف امکان خرابی یا غیر قابل قبول بودن اجزاء صفحه ستون، در شکل زیر مشاهده می‌شوند.



شکل ۳ـ۸ علائم مورد استفاده در طراحی صفحه ستون

علائم و پارامترهای تعریف شده در این کتاب، در ارتباط با طراحی صفحه ستون در شکل زیر مشاهده می‌شود.



شکل ۴ـ۸ علائم مورد استفاده در طراحی صفحه ستون

e	خروج از مرکزیت بار محوری و یا خروج از مرکزیت معادل برای لنگر خمشی ستون
N	طول صفحه ستون در راستای عمود بر محور خمش
B	عرض صفحه ستون، در راستای محور خمش ستون (عمود بر شکل)
A_{pl}	مساحت صفحه ستون $A_{pl} = B \times N$
d	بعد مقطع ستون در راستای عمود بر محور خمش
b_f	بعد مقطع ستون در راستای محور خمش (عمود بر شکل)
m	طول طره‌ای موثر صفحه ستون برای خمش ورق در راستای خمش ستون، برابر فاصله لبه ورق تا خط فرضی خمش ورق
n	طول طره‌ای موثر صفحه ستون برای خمش ورق در راستای عمود بر خمش ستون، برابر فاصله لبه صفحه تا خط فرضی خمش (عمود بر شکل)

t_p ضخامت ورق صفحه ستون

f_p^{allow} ظرفیت یا مقاومت تنش اتکایی طراحی بتن

f_{p1}, f_{p2}, f_p مقدار تنش اتکایی بتن در موقعیت لبه‌های صفحه ستون

f_m مقدار تنش اتکایی بتن در موقعیت خط فرضی خمش ورق (مرکز بال ستون)

x طول ناحیه تنش فشاری اتکایی یا سطح صفحه ستون در تماس با شالوده

N' فاصله لبه صفحه ستون (لبه دارای تنش اتکایی) تا موقعیت نیروی کششی میل‌مهارها (مرکز سوراخ ورق) $N' = N - 5cm$

در شکل بالا، فاصله مرکز سوراخ تا نزدیکترین لبه ورق برابر ۵ سانتیمتر فرض شده است.

P نیروی محوری ستون یا نیروی محوری معادل با لنگر ستون

T نیروی کششی میل‌مهارها

F_p نیروی معادل با تنشهای فشاری اتکایی در موقعیت برایند تنشها

M_{pl} لنگر ایجاد شده در ورق صفحه ستون در موقعیت خط فرضی خمش ورق

۸-۱-۲ حدس اولیه ابعاد ورق

از آنجا که روند طراحی صفحه ستون، دارای بخشهای مختلفی بوده که ممکن است هر یک از آنها دارای سعی و خطا نیز باشد، بهتر است حدس اولیه هندسه ورق (شامل ابعاد، ضخامت و فاصله سوراخها از لبه) بر اساس ضوابط و محدودیتهای اجرایی انجام شود. بدین ترتیب در روند طراحی صفحه ستون، چنانچه مشخصات هندسی فرض شده جوابگو نباشند، با تغییر آنها مشخصات نهایی حاصل خواهد شد.

نکات فنی و اجرایی صفحه ستونها در انتهای این فصل از کتاب تشریح شده است. توصیه می‌شود جهت انطباق طراحی صفحه ستون با مسائل اجرایی، قسمت مذکور به صورت کامل مورد مطالعه قرار گیرد. با این وجود چند نکته مهم که دانستن آنها در ابتدای روند طراحی صفحه ستون الزامی است، به قرار زیر می‌باشد.

- ابعاد صفحه ستون به گونه‌ای انتخاب شود که فضای کافی برای قرارگیری مقطع ستون، وسایل اتصال ستون به صفحه، سوراخها و واشرهای مورد نیاز وجود داشته باشد. بنابراین توصیه می‌شود اندازه صفحه ستون از هر طرف، حداقل ۷ سانتیمتر بیش از بعد ستون در همان راستا باشد.

بدین ترتیب با دانستن مقطع ستون، ابعاد حداقل صفحه ستون، با توجه به مسائل اجرایی، مشخص می‌گردد.

- توصیه می‌شود ابعاد صفحه ستون مضربی از ۵ سانتیمتر انتخاب شود.

لذا ابعاد حداقل تعیین شده قبلی، با مضربی از ۵ به صورت افزایشی گرد[۱] می‌شود.

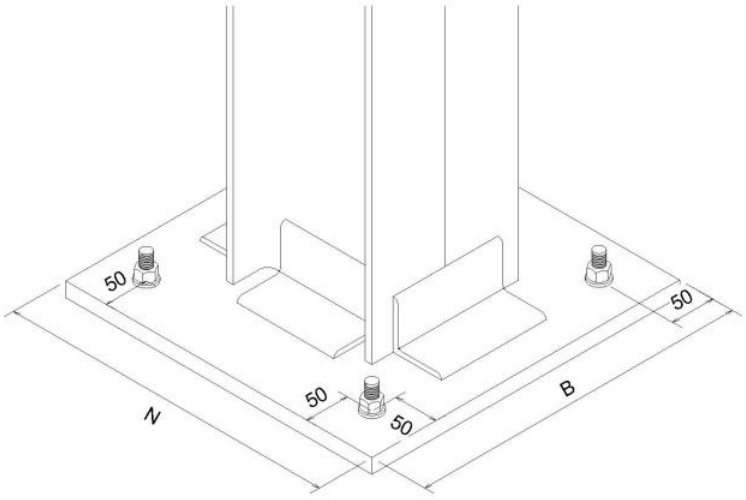
[۱] Round-U

- صفحه ستون بایستی توسط میل‌مهارهایی که در بتن کار گذاشته شده، در جای خود ثابت و تنظیم گردد. برای اتصال صفحه ستون به فونداسیون، حداقل از ۴ میل‌مهار به قطر ۲۰ میلیمتر $(4\Phi 20)$ در چهار گوشه صفحه، استفاده می‌شود.

بدین ترتیب حداقل میل‌مهار مورد استفاده در صفحه ستون، مشخص شده است.

- برای بستن و تنظیم راحت مهره‌ها، لازم است بین مرکز میل‌مهارها تا کنار صفحات، فاصله‌ای حداقل مساوی ۲ برابر قطر میل‌مهار رعایت گردد.

به عبارت دیگر برای میل‌مهار با قطر ۲ سانتیمتر، حداقل فاصله ۴ سانتیمتر از مرکز سوراخ تا لبه صفحه لازم است که با افزایش قطر میل‌مهار، حداقل فاصله مورد نیاز افزایش می‌یابد. لذا در مسائل طراحی این فاصله به صورت پیش فرض برابر ۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. شمای صفحه ستون و برخی ابعاد ذکر شده، در شکل زیر مشاهده می‌شود.



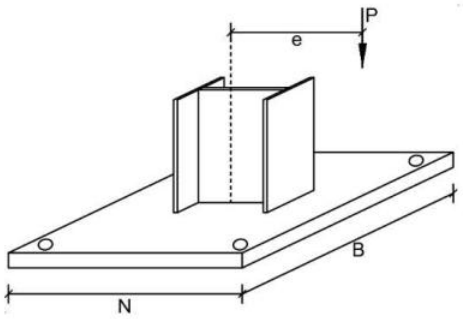
شکل ۵ـ۸ حداقل محدودیتهای ابعادی صفحه ستون

۸-۱-۳ خروج از مرکزیت بار محوری ستون

با خروج از P_u

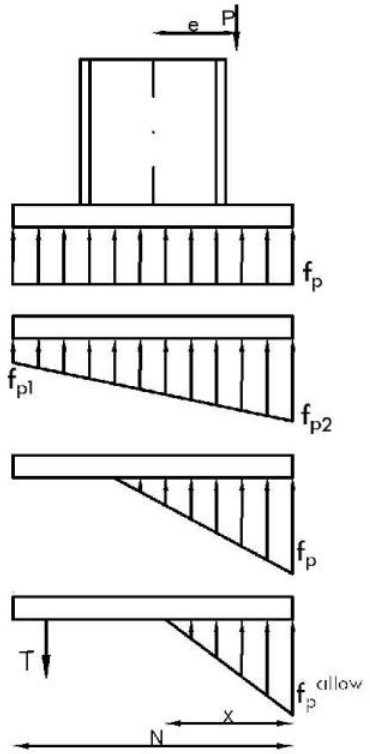
مرکزیت e در نظر گرفت که در شکل نیز مشاهده می‌شود.

$$M_u = P_u \times e \rightarrow e = \frac{M_u}{P_u}$$



شکل ۶ـ۸ صفحه ستون تحت اثر نیروی محوری با خروج از مرکزیت

بر اساس مقدار خروج از مرکزیت، حالتهای مختلفی از توزیع تنش در زیر صفحه ستون پدید می‌آید که در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۷ـ۸ حالات مختلف توزیع تنش در زیرصفحه ستون

از آنجا که در وضعیتهای مختلف خروج از مرکزیت، توزیع نیروها و تنشهای صفحه ستون و در نتیجه محاسبات آن دارای تفاوت است، سه وضعیت «خروج از مرکزیت کم»، «خروج از مرکزیت متوسط» و «خروج از مرکزیت زیاد» تعریف شده و مشخصات کلی آنها در این بخش ذکر شده است. تفاوت وضعیتها با یکدیگر و جزئیات محاسبات آنها، در بخشهای مرتبط با آنها، با تفصیل بیشتری ارائه می‌گردد.

۸-۱-۳-۱ خروج از مرکزیت کم

هنگامی که صفحه ستون تحت تأثیر نیروی محوری خالص است، توزیع تنش یکنواخت برابر $f_p = \frac{P_u}{A}$ است. هنگامی که صفحه ستون تحت تأثیر نیروی محوری همراه با خروج از مرکزیت کم قرار دارد، تنش تماسی بین صفحه ستون و فونداسیون به صورت فشاری و با توزیع خطی است و صفحه به کشش نمی‌افتد. وضعیت «خروج از مرکزیت کم» به حالتی اطلاق می‌شود که کل سطح زیر صفحه ستون دارای تنش مثبت بوده و در نتیجه تحت فشار باشد. نیروی عکس‌العمل اتکایی، برایند تنشهای ایجاد شده است که در این وضعیت، موقعیت آن دقیقا زیر نیروی محوری بوده و نزدیک به مرکز صفحه ستون خواهد بود.

وضعیت «نیروی محوری بدون خروج از مرکزیت»، در واقع وضعیت مستقلی نبوده و حالت خاصی از وضعیت «خروج از مرکزیت کم» محسوب می‌گردد.

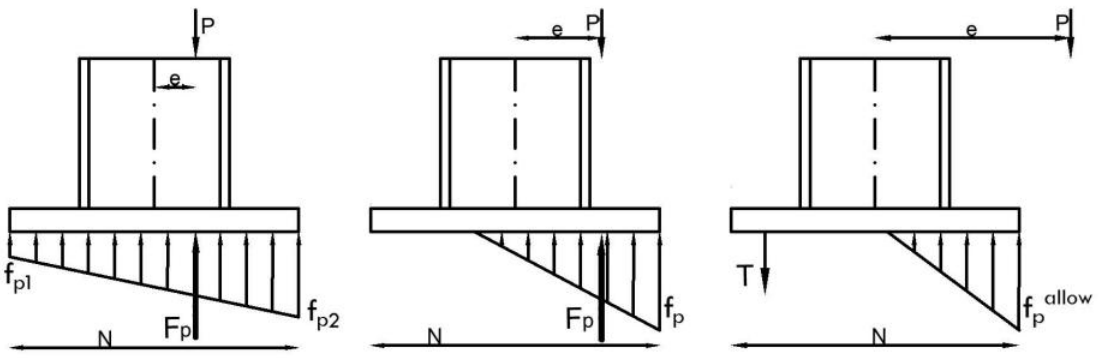
۸-۱-۳-۲ خروج از مرکزیت متوسط

با افزایش خروج از مرکزیت نسبت به وضعیت قبل، موقعیت نیروی عکس‌العمل اتکایی از مرکز صفحه ستون فاصله می‌گیرد تا لنگر ایجاد شده را خنثی نماید. در این وضعیت نیز، موقعیت آن دقیقا زیر نیروی محوری است. وضعیت «خروج از مرکزیت متوسط» به حالتی اطلاق می‌شود که تنش فشاری در بخشی از صفحه ستون (و نه تمام آن) ایجاد شده است ولی تنشهای اتکایی، لنگر بار اعمالی را خنثی نموده و نیازی به نیروهای کششی میل‌مهار نیست. فرض بر آن است که در این وضعیت، نیروی کششی در میل‌مهار ایجاد نمی‌گردد.

۸-۱-۳-۳ خروج از مرکزیت زیاد

با افزایش خروج از مرکزیت نسبت به وضعیت قبل، موقعیت نیروی عکس‌العمل اتکایی از مرکز صفحه ستون بیشتر فاصله می‌گیرد تا لنگر ایجاد شده را خنثی نماید. وضعیت «خروج از مرکزیت زیاد» به حالتی اطلاق می‌شود که تنش فشاری در بخشی از صفحه ستون (و نه تمام آن) ایجاد شده است ولی تنشهای اتکایی، پاسخگوی لنگر بار اعمالی نبوده و برای جبران آن، نیروهای کششی در میل‌مهارها ایجاد می‌شود. با توجه به نیروی کششی میل‌مهارها، در این وضعیت موقعیت نیروی اتکایی زیر نیروی محوری نخواهد بود.

سه وضعیت خروج از مرکزیت در شکل زیر مشاهده می‌شود.



الف ـ خروج از مرکزیت کم ب ـ خروج از مرکزیت متوسط پ ـ خروج از مرکزیت زیاد

شکل ۸ ـ ۸ وضعیتهای خروج از مرکزیت نیروی محوری

۸-۲ ظرفیت اتکایی بتن

بر اساس بارهای اعمال شده به صفحه ستون در وضعیتهای مختلف خروج از مرکزیت، تنشهای اتکایی در پی ایجاد می‌شود که معرف «نیاز» اتکایی خواهد بود. از سوی دیگر، ظرفیت اتکایی یا مقاومت اتکایی قابل تحمل بتن پی در محل تماس با ورق صفحه ستون، بر اساس مقاومت فشاری نهایی بتن به دست می‌آید. از آنجا که امکان تغییرات در مشخصات بتن بیشتر از فولاد است، انتظار می‌رود ضریب اطمینان مقاومت اتکایی بتن به صورت محافظه‌کارانه‌تری انتخاب شود. مقاومت اتکایی بتن در محل تماس با ورق صفحه ستون، یکی از عوامل تعیین ابعاد صفحه ستون است.

ظرفیت اتکایی طراحی برای مصالح نشیمن، توسط آیین‌نامه با رابطه کلی $P_u \le \phi_c P_p$ کنترل می‌شود. جهت بررسی ظرفیت اتکایی مصالح بتنی، ϕ_c ضریب کاهش مقاومت بتن برابر 0.65 و P_p نیروی مقاومت اتکایی اسمی حالت حدی خردشدگی مصالح بتنی، برابر $0.85f'_cA_1$ تعیین شده است. اعتبار این رابطه در وضعیتی است که سطح بتن از سطح صفحه ستون بزرگتر نباشد. در غیر این صورت، چنانچه سطح بتن از همه جهات، از صفحه بارگذاری (صفحه ستون) بزرگتر باشد، می‌توان ظرفیت اتکایی فوق را با ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ افزایش داد که حداکثر این نسبت، به عدد ۲ محدود می‌شود. در این رابطه A_1 سطح بارگذاری $(A_{pl} = A_1 = BN)$ و A_2 بزرگترین سطحی از پی است که از نظر هندسی (نسبت طول به عرض) مشابه و بزرگتر سطح ورق صفحه ستون باشد، به نحوی که مطابق شکل زیر، مرکز دو سطح در یک محل قرار داشته و $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2$ یا به عبارت دیگر $A_2 \le 4A_1$ برقرار باشد.

$$P_u \le \phi_c P_p = \phi_c \times 0.85\, f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7 f'_c A_1$$

$$f_p = \frac{P_u}{A_{pl}} \le f_p^{allow} = \phi_c \frac{P_p}{A_{pl}}$$

از آنجا که نیروی محوری، نیروی برشی، لنگرها و پیچش وارد شده بر صفحه ستون، باعث ایجاد تنشهای مختلفی در نواحی متفاوت بتن می‌گردند، با استفاده از ظرفیت به صورت تنش، کنترل وضعیتهای مختلف دارای سهولت بیشتری خواهد بود. بدین ترتیب با تقسیم ظرفیت اتکایی بر سطح مقطع، تنش فشاری متناظر با ظرفیت اتکایی طراحی به صورت زیر قابل کنترل است:

$$\boldsymbol{f_p^{allow} = \phi_c \times 0.85\, f'_c \times min\left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 2\right)} \qquad \text{۸ ـ ۱}$$

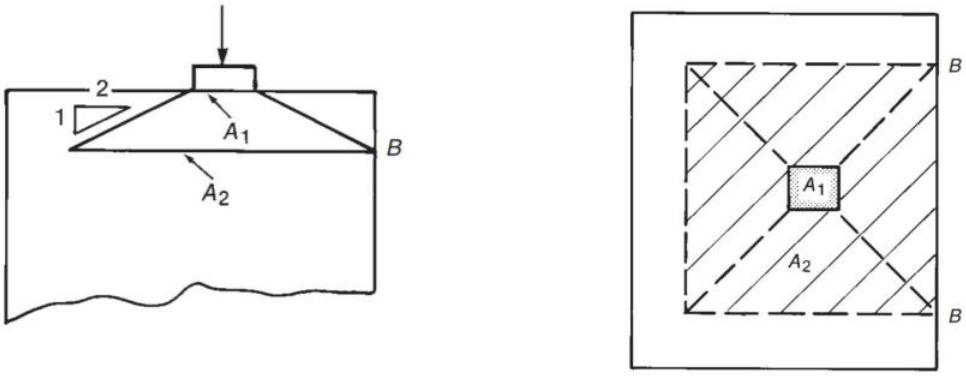
ϕ_c ضریب کاهش مقاومت اتکایی بتن برابر $\phi = 0.65$

f'_c مقاومت فشاری نهایی بتن

f_p^{allow} ظرفیت یا مقاومت تنش اتکایی طراحی بتن

A_1 سطح صفحه ستون در تماس با شالوده $(A_1 = A_{pl} = BN)$

A_2 سطح فعال پی در تحمل اتکاء



شکل ۹ـ۸ پلان و مقطع پی برای تعیین ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ صفحه ستون

در مسائل طراحی چنانچه اندازه ورق صفحه ستون مشخص نباشد، با استفاده از رابطه کنترل ظرفیت $P_u \le \phi P_p$ سطح ورق مورد نیاز صفحه ستون، قابل محاسبه خواهد بود. به عنوان مثال چنانچه سطح مصالح اتکایی برابر سطح صفحه بارگذاری باشد، یا به عبارت دیگر $A_1 = A_2$ برقرار باشد خواهیم داشت:

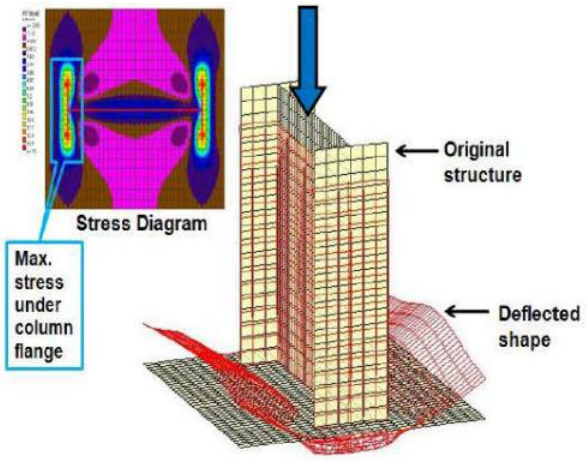
$$A_1 = A_2 \rightarrow P_u \le \phi_c P_p = \phi_c \times 0.85\, f_c' A_1 \times 1 \rightarrow A_1 \ge \frac{P_u}{0.85\phi_c f_c'}$$

و چنانچه $A_2 \ge 4A_1$ برقرار باشد خواهیم داشت:

$$A_2 \ge 4A_1 \rightarrow P_u \le \phi_c P_p = \phi_c \times 0.85\, f_c' A_1 \times 2 \rightarrow A_1 \ge \frac{1}{2} \times \frac{P_u}{0.85\phi_c f_c'}$$

در بیشتر ستونهای متداول، صفحه ستون به صورت مستقیم بر روی گروت قرار می‌گیرد. دلیل این امر، مقاومت فشاری زیاد گروت نسبت به بتن است. بدین ترتیب سطح گروت برابر سطح صفحه ستون بوده و بیش از سطح بتن خواهد بود. با توجه به دو حالت بررسی شده بالا، **توصیه می‌گردد مقاومت فشاری گروت، دو برابر مقاومت فشاری بتن انتخاب شود.**

چنانچه صفحه ستون دارای انعطاف‌پذیری بیش از اندازه باشد، تنش اتکایی بر سطح گسترش نیافته و در نواحی میانی متمرکز می‌شود. این وضعیت در شکل زیر نمایش داده شده است که با افزایش ضخامت ورق و یا استفاده از سخت‌کننده قابل حل می‌باشد.

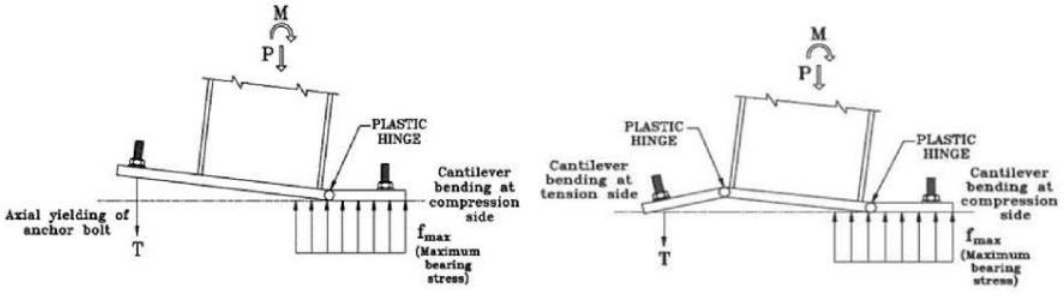


شکل ۱۰ـ۸ تغییرشکل خمشی صفحه ستون ناشی از تنشهای اتکایی

۸-۳ کنترل ظرفیت خمشی صفحه ستون

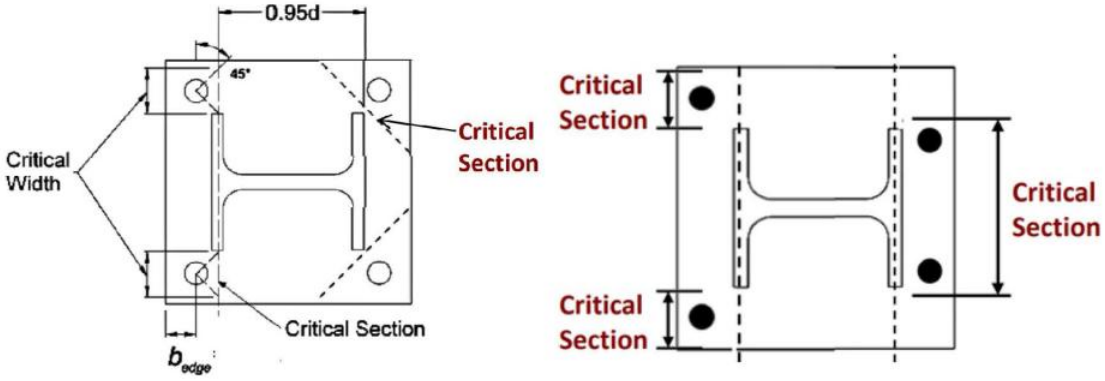
بر اساس بارهای اعمال شده به صفحه ستون در وضعیتهای مختلف خروج از مرکزیت، تنشهای اتکایی در پی و نیروهای کششی در میل‌مهارها ایجاد می‌شود. توزیع این نیروها بر روی صفحه ستون، خمشی ایجاد می‌کند که باید توسط ورق، تحمل شود. رفتار ورق در این حالت، مشابه تیری با مقطع مستطیلی است که تحت خمش حول محور اصلی قرار دارد. از آنجا که امکان کمانش پیچشی ـ جانبی در آن وجود ندارد، لذا طراحی خمشی ورق بر حسب لنگر پلاستیک انجام شده و اساس مقطع پلاستیک مقطع مستطیلی، در محاسبات استفاده خواهد شد.

طراحی خمش برای نقاط بحرانی صورت می‌گیرد، یعنی نقاطی که بیشترین لنگر خمشی در آنها وجود دارد. با توجه به هندسه ورق صفحه ستون، این نقاط خطوطی را تشکیل می‌دهند که با نامهای «خطوط فرضی بحرانی خمش» یا «خطوط بحرانی خمش» شناخته می‌شوند. خطوط بحرانی معمولا مطابق شکل زیر، در دو جهت، در زیر بالهای ستون ایجاد می‌گردند.



شکل ۱۱ـ۸ تسلیم خمشی صفحه ستون

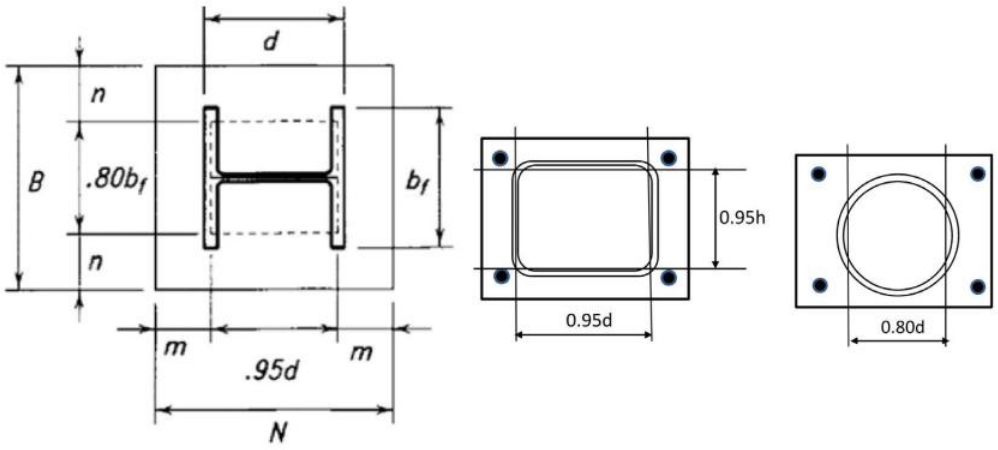
برای صفحه ستون دارای ستون با مقطع I شکل، چند خط بحرانی خمش در شکل زیر نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۲ـ۸ خطوط بحرانی خمش در صفحه ستون

۸-۳-۱ محاسبه نیاز خمشی صفحه ستون

با توجه به نیروهای کششی میل‌مهار و نیروهای فشاری اتکایی، خمش ایجاد شده در صفحه ستون، بر روی خط فرضی خمش قابل محاسبه خواهد بود که «نیاز» خمشی صفحه ستون را مشخص می‌نمایند. خط فرضی خمش که به صورت متداول در مسائل طراحی استفاده می‌شود، خطی است که از لبه ورق به اندازه m فاصله دارد. برای تعیین مقادیر m, n به شکل زیر مراجعه گردد.



شکل ۱۳ـ۸ تعیین مقادیر m, n

۸-۳-۱-۱ نیاز خمشی تنش اتکایی

تنشهای اتکایی نشیمن ایجاد شده در راستای خمش ستون، در ناحیه‌ای به طول L و عرض c به ورق صفحه ستون بارگسترده‌ای را اعمال می‌کنند. بار اعمال شده در ورق صفحه ستون ایجاد خمش نموده که مقدار آن در موقعیت خط فرضی خمش، قابل محاسبه است. طول طره‌ای صفحه ستون در راستای محور x از ماکزیمم مقادیر طولی داخل یا خارج خط فرضی خمش، مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$L_x = \max(m, \lambda n')$$

و طول طره‌ای صفحه ستون در راستای محور y از ماکزیمم مقادیر طولی داخل یا خارج خط فرضی خمش، مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$L_y = \max(n, \lambda n')$$

در رابطه فوق n' فاصله میان خط فرضی خمش با جان یا بال ستون است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود[۲].

$$n' = \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4}$$

ضریب λ از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \le 1 \; ; X = \frac{4d\, b_f}{\left(d+b_f\right)^2} \times \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

البته آیین‌نامه اجازه می‌دهد ضریب λ را به صورت محافظه‌کارانه، برابر واحد در نظر گرفت. بدین ترتیب مقدار L در هر راستا قابل محاسبه خواهد بود.

$$\boldsymbol{L_x = max\left(m, \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4}\right); L_y = max\left(n, \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4}\right)} \qquad \text{۸ـ۲}$$

لنگر خمشی نهایی ناشی از تنش اتکایی، در طول طره L_x و عرض c از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\boldsymbol{M_{u,pl}^{(1)} = f_P L_x c\left(\frac{L_x}{2}\right) + \left(f_p - f_m\right) L c\left(\frac{2L_x}{3}\right)} \qquad \text{۸ـ۳}$$

که در رابطه فوق f_p مقدار تنش اتکایی در لبه ورق و f_m مقدار تنش در خط خمش است و در فاصله میان آنها، تنش به صورت خطی تغییر می‌نماید. از آنجا که در راستای y مقدار تنشها متغیر است، از میانگین تنش برای محاسبه لنگر استفاده می‌شود. بدین ترتیب لنگر خمشی نهایی ناشی از تنش اتکایی، در طول طره L_y و عرض c از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\boldsymbol{M_{u,pl}^{(2)} = \frac{P_u}{NB} L_y c\left(\frac{L_y}{2}\right)} \qquad \text{۸ـ۴}$$

لنگر خمشی نهایی ناشی از نیروی کششی میل‌مهار، در طول طره از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\boldsymbol{M_{u,pl}^{(3)} = T_u\left(N' - \frac{N}{2}\right)} \qquad \text{۸ـ۵}$$

و لنگر خمشی نهایی طرح، ماکزیمم مقادیر محاسبه شده خواهد بود.

$$\boldsymbol{M_{u,pl} = max\left(M_u^{(1)}, M_u^{(2)}, M_u^{(3)}\right)} \qquad \text{۸ـ۶}$$

---

[۲] طبق توصیه آیین‌نامه، توزیع تنش در دو ناحیه داخل و خارج خط فرضی خمش به صورت محافظه‌کارانه، یکسان در نظر گرفته شده است.

۸-۳-۲ محاسبه ظرفیت خمشی صفحه ستون

از طرف دیگر، ظرفیت خمشی صفحه ستون با توجه به اساس مقطع پلاستیک آن تعیین می‌شود. کنترل ظرفیت خمشی قسمتی از صفحه ستون به عرض c مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_{u,pl} \leq \phi_b M_{n,pl}$$

که مقاومت خمشی طراحی صفحه ستون برابر است با:

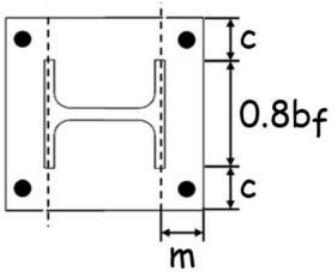
$$\phi_b M_{n,pl} = \phi_b f_y \frac{c\, t_p^2}{4}$$

بدین ترتیب، ضخامت مورد نیاز صفحه ستون در حالت حدی تسلیم، از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\boldsymbol{t_{pl} \geq \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi_b c f_y}}} \qquad ۸_۷$$

ϕ_b	ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi_b = 0.9$	f_y	تنش تسلیم مصالح ورق
t_{pl}	ضخامت ورق	c	طول خط فرضی خمش صفحه ستون
$M_{u,pl}$	لنگر نهایی در خط بحرانی خمش صفحه ستون		

در رابطه فوق c عرضی از صفحه ستون است که در برابر خمش مقاومت می‌کند. در شکل زیر، میل‌مهار در روبروی ناحیه آزاد ورق قرار داشته و لذا کشش میل‌مهار، در طول c از خط فرضی ایجاد خمش خواهد نمود.



شکل ۱۴ـ۸ ناحیه موثر در برابر خمش صفحه ستون

در این حالت، برای تعیین c خواهیم داشت:

$$N = 2c + 0.8b_f \rightarrow c = \frac{N - 0.8b_f}{2}$$

لازم به ذکر است ضخامت صفحه ستون، بر اساس ظرفیت خمشی ورق در هر راستا و ظرفیت برشی ورق محاسبه گردیده و بیشترین مقدار آنها انتخاب خواهد شد..

۸-۴ کنترل ظرفیت برشی صفحه ستون

۸-۴-۱ برش

چنانچه در محل انتهای ستون نیروی برشی موجود باشد لازم است میل‌مهارهای صفحه ستون برای این برش طراحی شوند.

۸-۵ صفحه ستون تحت بار محوری فشاری بدون خروج از مرکزیت

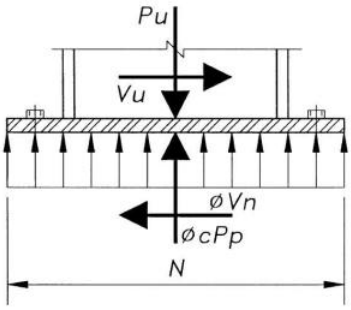
چنانچه اتصال پای ستون تحت بار فشاری خالص (بدون خروج از مرکزیت) قرار گیرد، لازم است ابعاد صفحه ستون به اندازه‌کافی بزرگ باشد تا بار انتقال یافته به بتن زیر صفحه ستون، از حد تحمل فشاری بتن فراتر نرود. همچنین ضخامت صفحه ستون باید در حد قابل قبول باشد.

مثال ۸-۱

ستونی از مقطع $2IPE20$ تحت اثر بارهای محوری $P_D = 30ton$ و $P_L = 15ton$ بدون خروج از مرکزیت قرار دارد. ورق صفحه ستون را با فرض استفاده از بتن $C25$ طراحی نمایید. ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مد نظر است.

حل:

شمای کلی صفحه ستون در شکل زیر نمایش داده شده است.



مشخصات هندسی $2IPE20$ از جدول اشتال تعیین می‌شود.

$2IPE20 \rightarrow d = 20cm, b_f = 2 \times 10 = 20cm$

$C25 \rightarrow \mathrm{f'_c} = 250\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm^2}} = 0.25\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$

گام ۱- تعیین بار نهایی

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 15 = 60\ ton$

گام ۲- کنترل ضوابط اجرایی و حدس ابعاد صفحه ستون $N \times B$

$$N \geq d + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$B \geq b_f + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$\rightarrow try\ PL\ 40 \times 40cm \rightarrow N = B = 40cm$$

گام ۳- محاسبه نیاز اتکایی f_p

$$f_P = \frac{P_u}{BN} = \frac{60}{40 \times 40} = 0.038 \frac{ton}{cm^2}$$

گام ۴- کنترل ظرفیت اتکایی

از آنجا که وضعیت A_1, A_2 مشخص نیست، بحرانی‌ترین حالت یعنی $A_1 = A_2$ فرض می‌گردد.

$$f_p \leq f_P^{allow} = 0.85\ \phi_c f'_c \times min\left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 2\right) \leq \phi_c \times 0.85\ f'_c A_{pl}$$

$$f_p = 0.038 \frac{ton}{cm^2} \leq f_P^{allow} = 0.65 \times 0.85 \times 0.25 = 0.138 \frac{ton}{cm^2} \rightarrow OK$$

اگر ظرفیت اتکایی جوابگو نبود، سطح مورد نیاز صفحه ستون بدین صورت محاسبه شده و ابعاد آن اصلاح می‌گردد.

$$f_p = \frac{P_u}{A_{pl}} \leq f_P^{allow} = 0.138 \frac{ton}{cm^2} \rightarrow A_{pl} = BN \geq \frac{P_u}{f_P^{allow}}$$

گام ۵- محاسبه نیازخمشی صفحه ستون

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{40 - 0.95 \times 20}{2} = 10.5cm$$
$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{40 - 0.8 \times 20}{2} = 12cm$$

$$n' = \frac{\sqrt{d\ b_f}}{4} = \frac{\sqrt{20 \times 20}}{4} = 5cm$$
$$c = max(m, n, n') = max(10.5,12,5) = 12cm$$
$$M_{u,pl} = f_P \frac{Bc^2}{2} = 0.038 \times \frac{40 \times 12^2}{2} = 109.4ton.cm$$

گام ۶- کنترل ظرفیت خمشی صفحه ستون

$$M_{u,pl} \leq \phi_b M_{n,pl} = \phi_b f_y Z_{pl} = \phi_b f_y \frac{Bt_p^2}{4} \rightarrow t_{pl} \geq \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi B f_y}}$$

$$M_{u,pl} = 109.4 \le \phi_b f_y \frac{Bt_p^2}{4} = 0.9 \times 2.4 \times 40 \times \frac{t_p^2}{4}\ ton.cm \rightarrow t_p \ge 1.59cm$$

و یا با استفاده از رابطه مستقیم:

$$t_{pl} \ge \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi f_y B}} = \sqrt{\frac{4 \times 109.4}{0.9 \times 2.4 \times 40}} = 1.59cm \rightarrow t_{pl} = 1.6cm$$

گام ۷- نتیجه

$$\rightarrow USE\ PL40 \times 40 \times 1.6cm$$

برای این صفحه ستون حداقل $4\Phi20$ به عنوان میل‌مهار در چهارگوشه صفحه ستون استفاده می‌شود.

۸-۶ طراحی صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت کم

با استفاده از معادلات استاتیک و روش طراحی ضرایب بار و مقاومت، روشهایی برای طراحی صفحه ستون ابداع شده است[۳]. این محاسبات بر معادل‌سازی لنگر پای ستون با خروج از مرکزیت معادل با آن توسط رابطه $e = \frac{M_u}{P_u}$ استوار است.کم بودن خروج از مرکزیت، با این ملاک تعیین می‌شود که لنگر ایجاد شده توسط فشار زیر صفحه ستون تحمل شود و خروج از مرکزیت زیاد، معادل ایجاد کشش در میل‌مهار می‌باشد. همچنین در این محاسبات، تنش زیر صفحه ستون به صورت یکنواخت فرض می‌شود که در ویرایشهای تکمیلی، توزیع تنش مثلثی نیز به آن افزوده شده است.

۸-۶-۱ روش کلی طراحی تحت خروج از مرکزیت کم

روند کلی طراحی به صورت زیر خواهد بود:

الف ـ تعیین بار محوری و لنگر اعمال شده

ب ـ انتخاب ابعادی برای صفحه ستون

پ ـ محاسبه خروج از مرکزیت معادل و محاسبه خروج از مرکزیت بحرانی

ت ـ در صورتی که خروج از مرکزیت از مقدار بحرانی آن کمتر باشد، ادامه روند و در غیر این صورت، به طراحی وضعیت «خروج از مرکزیت زیاد» رجوع می‌شود.

ث ـ تعیین طول اتکایی

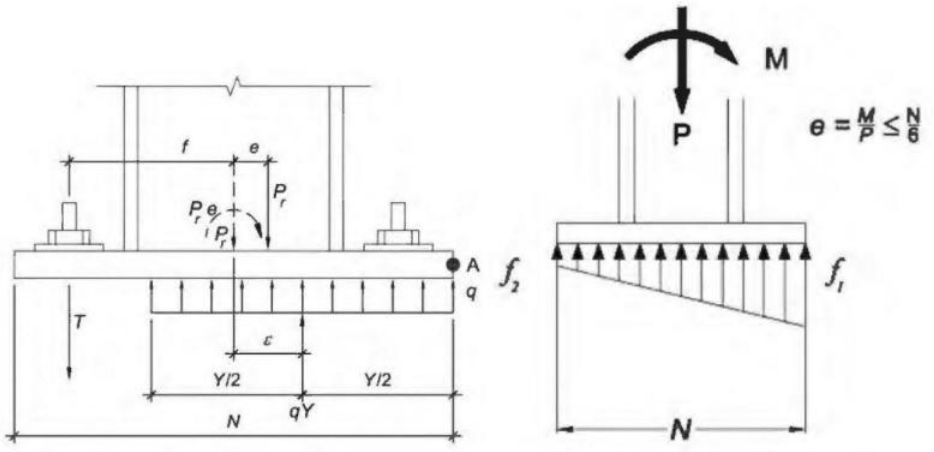
ج ـ تعیین حداقل ضخامت مورد نیاز صفحه ستون

---

[۳] Drake and Eklin, 1999, Doyle and Fisher, 2005

چ ـ تعیین اندازه میل‌مهار

نیروهای وارد بر صفحه ستون شکل زیر را در نظر بگیرید.



شکل ۱۵ـ ۸ بیرون کشیدگی میل‌مهار کناری و کشش ناحیه بتنی

محاسبات

$Case\ II$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow P_u = F_p$$

$$F_p = \frac{f_p B x}{2} \rightarrow x = \frac{2F_p}{f_p B} = \frac{2P_u}{f_p B}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow F_p\left(\frac{x}{3}\right) = P_u\left(\frac{N}{2} - e\right) \rightarrow x = 3\left(\frac{N}{2} - e\right) \rightarrow e = \frac{N}{2} - \frac{x}{3}$$

$$x = \frac{2P_u}{f_p B} = 3\left(\frac{N}{2} - e\right) \rightarrow f_p = \frac{2}{3}\frac{\frac{P_u}{BN}}{\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{N}\right)}$$

$$f_p \le f_p^{allow} \rightarrow \frac{2}{3}\frac{\frac{P_u}{BN}}{\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{N}\right)} \le f_p^{allow} \rightarrow \frac{2}{3}\frac{P_u}{BN f_p^{allow}} \le \frac{1}{2} - \frac{e}{N} \rightarrow \frac{e}{N} \le \frac{1}{2} - \frac{2}{3}p$$

$$p = \frac{P_u}{f_p^{allow} BN}$$

$Case\ II$

$$x = 3\left(\frac{N}{2} - e\right)$$

$$f_p = \frac{2P_u}{Bx} \le f_p^{allow}$$

نیروی وارد شده بر زیر صفحه ستون توسط رابطه $f_p \times B \times Y$ محاسبه می‌شود. با تعریف نماد q برای تنش وارد بر واحد طول صفحه ستون، نیروی وارده برابر qY خواهد بود که در آن:

$$q = f_p \times B$$

f_P	تنش میان صفحه ستون و بتن	q	تنش وارد بر واحد طول صفحه ستون
B	عرض صفحه ستون	Y	عرض ناحیه فشاری

این نیرو در مرکز سطح خود عمل می‌کند. نقطه‌ای که از لبه (نقطه A) به اندازه $\frac{Y}{2}$ فاصله داشته و از طرف دیگر، فاصله آن از محور ستون برابر است با:

$$\epsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2}$$

واضح است که با کاهش عرض ناحیه فشاری Y فاصله ϵ افزایش می‌یابد. کمترین مقدار Y متناظر با بیشترین مقدار تنش، یعنی مقدار ماکزیمم مجاز آن خواهد بود.

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} = \frac{P_r}{f_{P(max)} \times B}$$

و بیشترین مقدار ϵ نیز با کمترین مقدار Y متناظر خواهد بود.

$$\epsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

جهت حفظ تعادل لنگر، لازم است خروج از مرکزیت بار اعمال شده P_u که $e = \frac{M_u}{P_u}$ است، با مرکز نیروی فشاری زیر صفحه ستون یا ϵ منطبق شود، یا به عبارت دیگر $e = \epsilon$. چنانچه e از بیشترین مقداری که ϵ می‌تواند اختیار کند فراتر رود، نیروی اعمال شده به ستون تنها با نیروی فشاری زیر صفحه ستون متعادل نشده و در این حالت میل‌مهار در وضعیت کشش قرار خواهند گرفت. به عبارت دیگر، برای مقادیر $e \leq \epsilon_{max}$ خواهیم داشت:

$$e \leq \epsilon_{max} \rightarrow Y \geq Y_{min}, q \leq q_{max}, f_p \leq f_{p(max)}$$

و چنانچه $e > \epsilon_{max}$ باشد، $q = q_{max}$ خواهد بود که به آن، مقدار بحرانی خروج از مرکزیت گفته می‌شود.

$$e_{cr} = \epsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

در تحلیل وضعیتهای مختلف بارگذاری صفحه ستون، چنانچه $e < e_{cr}$ باشد، واژگونی پدید نمی‌آید، میل‌مهار در معادله تعادل لنگر ظاهر نشده و بار اعمال شده در وضعیت «خروج از مرکزیت کم» طبقه‌بندی می‌شود.

از طرف دیگر اگر $e > e_{cr}$ باشد، معادله لنگر بدون ایجاد کشش در میل‌مهار قابل تعادل نخواهد بود و حضور نیروی کششی در میل‌مهار، لازم است. این گونه بارهای اعمالی، در وضعیت «خروج از مرکزیت زیاد» طبقه‌بندی می‌شوند.

۸-۶-۲ نیاز مقاومت اتکایی بتن صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت کم

چنانچه ذکر گردید، فرض بر آن است که تنش اتکایی بتن به صورت یکنواخت در مساحت $Y \times B$ توزیع گردیده است. با تساوی $e = \epsilon$ طول ناحیه اتکایی قابل محاسبه خواهد بود.

$$e = \epsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \rightarrow Y = N - 2e$$

و تنش اتکایی بدین صورت محاسبه می‌شود.

$$q = f_P \times B = \frac{P_r}{BY} \times B = \frac{P_r}{Y}$$

چنانچه ذکر شد در وضعیت $e < e_{cr}$ (خروج از مرکزیت کم)، تنش اتکایی $q \leq q_{max}$ خواهد بود.

در وضعیت $e = e_{cr}$ طول ناحیه اتکایی از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$Y = N - 2\left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}\right) = \frac{P_r}{q_{max}}$$

۸-۶-۳ نیاز مقاومت خمشی صفحه ستون در حالت اتکایی تحت خروج از مرکزیت کم

تنش فشاری میان بتن و صفحه ستون در طول طره‌ای اعمال نیرو، ایجاد لنگر خواهد نمود. در صورت اعمال لنگر توسط محور قوی ستون، m و در صورت لنگر حول محور ضعیف ستون، n طول طره است. اگر خمش حول محور قوی ستون باشد، تنش اتکایی f_P به این صورت محاسبه می‌شود.

$$f_P = \frac{P_r}{BY} = \frac{P_r}{B(N - 2e)}$$

مقاومت خمشی مورد نیاز صفحه ستون (در واحد عرض) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$M_{pl} = \begin{cases} f_P \dfrac{c^2}{2} \leftarrow \{Y \geq c\} \\ f_{P(max)} Y\left(c - \dfrac{Y}{2}\right) \leftarrow \{Y < c\} \end{cases}$$

۸-۶-۴ نیاز مقاومت خمشی صفحه ستون در حالت کششی تحت خروج از مرکزیت کم

در وضعیت $e < e_{cr}$ (خروج از مرکزیت کم) کششی در ر ایجاد نشده و لذا در وضعیت کشش، لنگری در صفحه ستون توسط آنها ایجاد نمی‌شود. بنابراین تنشهای اتکایی حاکم بر تعیین ضخامت صفحه ستون خواهند بود.

۸-۷ طراحی صفحه ستون تحت اثر بار محوری همراه با خروج از مرکزیت

۸ـ۸

علامت مثبت برای تنشهای فشاری و علامت منفی برای تنشهای کششی استفاده شده است. بنابراین حداکثر تنشهای زیر صفحه ستون (در سمت بال فشاری ستون) از رابطه (۸ـ۱۸) و حداقل تنش های زیر صفحه ستون (در سمت بال کششی ستون) از رابطه (۸ـ ۱۹) تعیین می‌شود.

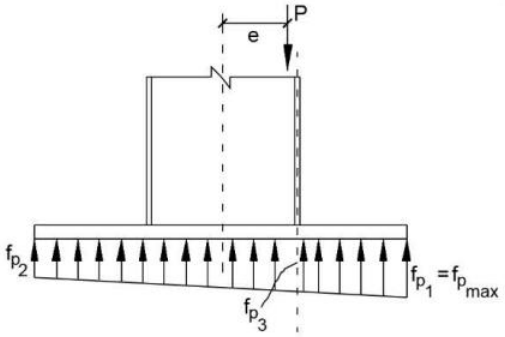
برای آنکه تنش تماسی f_{p2} به صورت فشاری باقی بماند، به عبارتی بین صفحه ستون و فونداسیون جدایی به وجود نیاید، لازم است که رابطه زیر برقرار باشد:

$$f_{p2} = \frac{P_u}{A}\left(1 - \frac{e_u}{\frac{N}{6}}\right) \geq 0 \Rightarrow e_u \leq \frac{N}{6} \qquad ۸ـ۹$$

۸-۷-۱ طراحی صفحه ستون با خروج از مرکزیت کم $\left(e_u \leq \frac{N}{6}\right)$

در این حالت هیچگونه جدایی بین صفحه ستون و فونداسیون در ناحیه کششی، به وجود نمی‌آید. بنابراین میل‌مهارها نقشی در تحمل کشش ایفاء نمی‌کنند، و اگر صفحه ستون، تحت برش قرار داشته باشد، تنشهای برشی حاصله را تحمل می‌کنند.

تنش بیشینه مطابق شکل ۸ـ۷ به صورت زیر تعیین می شود و با مقاومت نهایی فشاری بتن مقایسه می‌گردد.



شکل ۱۶ـ۸ توزیع تنش در زیرصفحه ستون در وضعیت $\left(e \leq \frac{N}{6}\right)$

$$f_{p1} = F_{u\,max}$$
$$f_{p2} = F_{u\,min}$$
$$f_{p3} = F_{um}$$

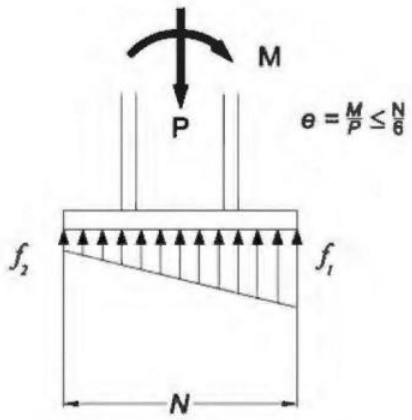
F_{um}: تنش در زیر بال فشاری ستون

۸-۷-۲ نیاز برشی صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت کم

و ضخامت مورد نیاز برشی از رابطه زیر حاصل می شود:

$$t_p = \frac{F_{u\,max} + F_{um}}{2\phi_v(0.6F_y)} m, \phi_v = 0.9 \qquad ۸ـ۱۰$$

۸-۸ خروج از مرکزیت کم



(a) Small Eccentricity - Bearing on Full Plate

کنترل تسلیم خمشی

$$N \ge d + 2 \times 7cm$$
$$B \ge b_f + 2 \times 7cm$$
$$m = \frac{N - 0.95h}{2}$$
$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$
$$n' = \frac{\sqrt{d\,b_f}}{4}$$
$$\frac{e}{N} < \frac{1}{6}$$
$$f_1, f_2 = \frac{P_u}{BN} \pm \frac{Pe}{\frac{BN^2}{6}} = \frac{P_u}{BN}\left(1 \pm 6\frac{e}{N}\right) \le f_P^{allow} = \phi_c \times 0.85 f_c'$$
$$f_m = f_2 - (f_2 - f_1)\frac{m}{N}$$
$$M_{pl}^{(m)} = f_P Bm\left(\frac{m}{2}\right) + (f_p - f_m)Bm\left(\frac{2m}{3}\right) = \left(\frac{f_p}{2} + \frac{2f_p}{3} - \frac{2f_m}{3}\right)Bm^2 = \left(\frac{7}{6}f_p - \frac{2}{3}f_m\right)Bm^2$$
$$M_{pl}^{(m)} = \frac{f_m Bm^2}{2} + \frac{4P_u em^3}{N^3}$$
$$c = max(n, n')$$

$$f_{avg} = \frac{P_u}{BN}$$

$$M_{pl}^{(c)} = \frac{f_{avg} B c^2}{2}$$

$$M_{u,pl} = max\left(M_{pl}^{(m)}, M_{pl}^{(c)}\right)$$

$$f_1 > 0 \rightarrow 1 - 6\frac{e}{n} > 0 \rightarrow \frac{e}{N} < \frac{1}{6}$$

مثال ۸-۲

ستونی از مقطع $2IPE20$ تحت اثر بارهای محوری $P_D = 30ton$ و $P_L = 15ton$ لنگرهای $M_D =$ $0.67ton.m$ و $M_L = 1ton.m$ قرار دارد. ورق صفحه ستون را با فرض مقاومت نهایی بتن $C25$ طراحی نمایید. ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مد نظر است.

حل:

مشخصات هندسی$2IPE20$ از جدول اشتال تعیین می شود.

$$2IPE20 \rightarrow d = 20cm, b_f = 2 \times 10 = 20cm$$

$$C25 \rightarrow \mathrm{f'_c} = 250\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm^2}} = 0.25\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$$

گام ۱- تعیین بارهای نهایی و خروج از مرکزیت معادل e

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 15 = 60\ ton$$
$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 0.67 + 1.6 \times 1 = 2.4\ ton.m = 240\ ton.cm$$

مقدار خروج از مرکزیت از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

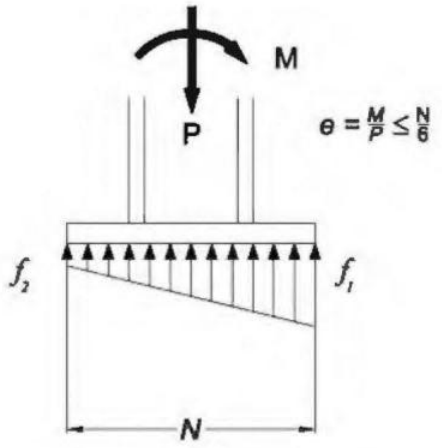
$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{240}{60} = 4.0cm$$

گام ۲- کنترل ضوابط اجرایی و حدس ابعاد صفحه ستون $N \times B$

$$N \geq d + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$B \geq b_f + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$\rightarrow try\ PL\ 40 \times 40cm \rightarrow N = B = 40cm$$

گام ۳- **تعیین وضعیت صفحه ستون**

$$\frac{e}{N}=\frac{4.0}{40}=0.1<\frac{1}{6}=0.17$$



گام ۴- **محاسبه نیاز اتکایی f_1, f_2**

$$f_1, f_2=\frac{P_u}{BN}\pm\frac{P_u e}{\frac{BN^2}{6}}=\frac{P_u}{BN}\left(1\pm 6\frac{e}{N}\right)\leq f_P^{allow}=\phi_c\times 0.85 f_c'$$

$$f_1, f_2=\frac{60}{40\times 40}(1\pm 6\times 0.1)$$

$$f_1=\frac{60}{40\times 40}(1-6\times 0.1)=0.015\frac{ton}{cm^2}$$

$$f_2=\frac{60}{40\times 40}(1+6\times 0.1)=0.060\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۵- **کنترل ظرفیت اتکایی**

$$f_1=0.015\frac{ton}{cm^2}\leq f_P^{allow}=0.65\times 0.85\times 0.25=0.138\frac{ton}{cm^2}\rightarrow OK$$

$$f_2=0.060\frac{ton}{cm^2}\leq f_P^{allow}=0.138\frac{ton}{cm^2}\rightarrow OK$$

گام ۶- **محاسبه نیاز خمشی صفحه ستون**

$$m=\frac{N-0.95d}{2}=\frac{40-0.95\times 20}{2}=10.5cm$$

$$n=\frac{B-0.8b_f}{2}=\frac{40-0.8\times 20}{2}=12cm$$

$$n'=\frac{\sqrt{d\,b_f}}{4}=\frac{\sqrt{20\times 20}}{4}=5cm$$

$$f_m = f_2 - (f_2 - f_1)\frac{m}{N} = 0.060 - \frac{18}{40}(0.060 - 0.015) = 0.040\frac{ton}{cm^2}$$

$$M_{pl}^{(m)} = \left(\frac{7}{6}f_2 - \frac{2}{3}f_m\right)Bm^2 = \left(\frac{7}{6}\times 0.06 - \frac{2}{3}\times 0.04\right)\times 40\times 10.5^2 = 191\ ton.cm$$

$$c = max(n, n') = max(12,5) = 12cm$$

$$f_{avg} = \frac{P_u}{BN} = \frac{60}{40\times 40} = 0.038\frac{ton}{cm^2}$$

$$M_{pl}^{(c)} = \frac{f_{avg}Bc^2}{2} = \frac{0.038\times 40\times 12^2}{2} = 108\ ton.cm$$

$$M_{u,pl} = ma\,x\left(M_{pl}^{(m)}, M_{pl}^{(c)}\right) = 191\ ton.cm$$

گام ۷- کنترل تسلیم خمشی صفحه ستون

$$M_{u,pl} \le \phi_b M_{n,pl} = \phi_b f_y Z_{pl} = \phi_b f_y \frac{Bt_p^2}{4} \rightarrow t_{pl} \ge \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi B f_y}}$$

$$M_{u,pl} = 191 \le \phi_b f_y \frac{Bt_p^2}{4} = 0.9\times 2.4\times 40\times \frac{t_p^2}{4}\ ton.cm \rightarrow t_p \ge 2.97cm$$

و یا با استفاده از رابطه مستقیم:

$$t_{pl} \ge \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi f_y B}} = \sqrt{\frac{4\times 191}{0.9\times 2.4\times 40}} = 2.97cm \rightarrow t_{pl} = 3.0cm$$

گام ۸- نتیجه

$$\rightarrow USE\ PL40\times 40\times 3.0cm$$

برای این صفحه ستون حداقل $4\Phi 20$ به عنوان میل‌مهار در چهارگوشه صفحه ستون استفاده می‌شود.

حل:

ضخامت ورق بر اساس برش:

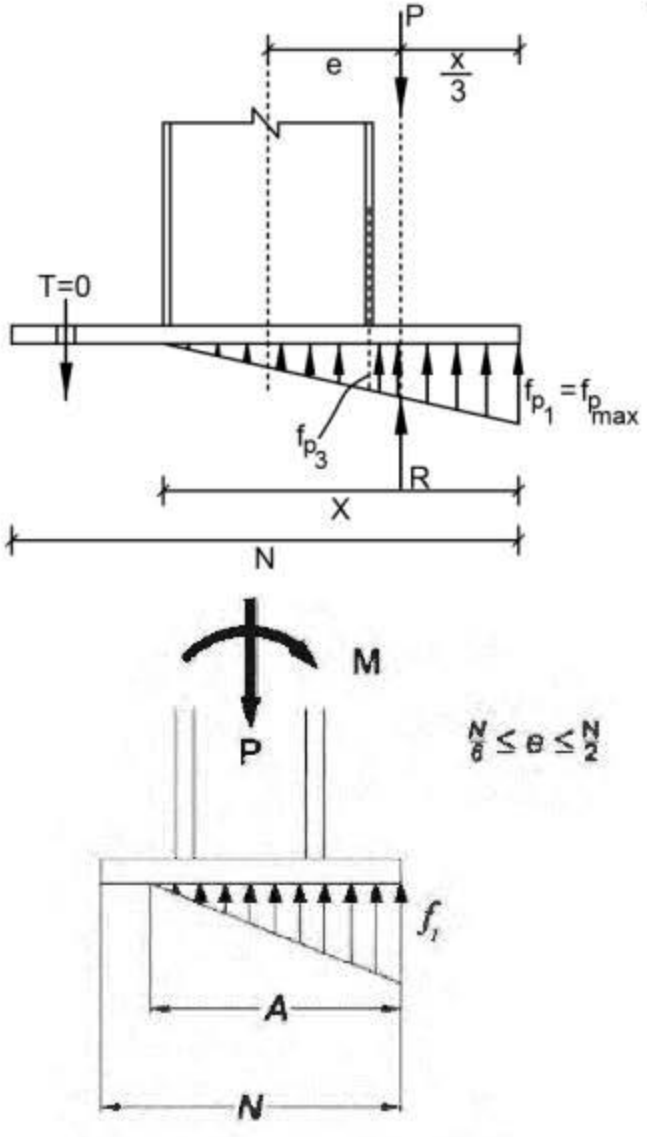
$$t_p = \frac{F_{u\,max} + F_{um}}{2\phi_v(0.6F_y)}m = \frac{167.30 + 126.20}{2\times 0.9\times 1440}\times 20 = 2.26\ \ cm$$

ضخامت نهایی ورق صفحه ستون حداکثر دو مقدار $7/54$ و $2/26$ می باشد. در نتیجه ضخامت ورق صفحه ستون $7/54$ سانتیمتر می‌باشد. البته چون ضخامت ورق بدست آمده زیاد است باید از سخت کننده استفاده نمود.

بنابراین از ورق $PL750\times 750\times 75mm$ به عنوان صفحه ستون برای ستون مورد نظر استفاده می شود.

۸-۹ طراحی صفحه ستون با خروج از مرکزیت متوسط

در این حالت فرض می‌شود که مطابق شکل زیر، برآیند نیروهای زیر صفحه ستون بر بار P_u منطبق است و از نیروی کششی ایجاد شده به دلیل ناچیز بودن، صرف نظر می‌شود. از طرفی محاسبه توزیع تنش در زیر صفحه ستون با استفاده از روابط قبلی امکان‌پذیر نیست، زیرا طول ناحیه به کشش افتاده مشخص نمی‌باشد.



(b) Large Eccentricity - Bearing on Partial Plate

شکل ۸ـ۱۷ توزیع تنش در زیر صفحه ستون در وضعیت $\left(\frac{N}{6} < e_u \le \frac{N}{2}\right)$

طول گسترش تنش فشاری از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$\frac{x}{3}=\frac{N}{2}-e_u \Rightarrow x=3\left(\frac{N}{2}-e_u\right)$$ ۸ـ۱۱

x: طول گسترش تنش

مثال ۸-۳

ستونی از مقطع $2IPE20$ تحت اثر بارهای محوری $P_D=30ton$ و $P_L=15ton$ لنگرهای $M_D=1ton.m$ و $M_L=3ton.m$ قرار دارد. ورق صفحه ستون را با فرض مقاومت نهایی بتن $C25$ طراحی نمایید. ترکیب بار $1.2D+1.6L$ مد نظر است.

حل:

مشخصات هندسی $2IPE20$ از جدول اشتال تعیین می شود.

$$2IPE20 \rightarrow d=20cm, b_f=2\times 10=20cm$$

$$C25 \rightarrow \mathrm{f'_c}=250\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm^2}}=0.25\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$$

گام ۱- تعیین بارهای نهایی و خروج از مرکزیت معادل e

$$P_u=1.2P_D+1.6P_L=1.2\times 30+1.6\times 15=60\ ton$$
$$M_u=1.2M_D+1.6M_L=1.2\times 1+1.6\times 3=6\ ton.m=600\ ton.cm$$

مقدار خروج از مرکزیت از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$e=\frac{M_u}{P_u}=\frac{600}{60}=10cm$$

گام ۲- کنترل ضوابط اجرایی و حدس ابعاد صفحه ستون $N\times B$

$$N\geq d+2\times 7cm=20+2\times 7=34cm$$
$$B\geq b_f+2\times 7cm=20+2\times 7=34cm$$
$$\rightarrow try\ PL\ 40\times 40cm \rightarrow N=B=40cm$$

گام ۳- تعیین وضعیت صفحه ستون

$$\frac{e}{N}=\frac{10}{40}=0.25>\frac{1}{6}=0.17$$

$$\mathrm{f_p^{allow}}=\phi_c\times 0.85\mathrm{f'_c}\times min\left(\sqrt{\frac{\mathrm{A_2}}{\mathrm{A_1}}},2\right)=0.85\times 0.65\times 0.25\times 1=0.138\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$$

$$p = \frac{P_u}{f_p^{allow} BN} = \frac{60}{0.138 \times 40 \times 40} = 0.272$$

$$\frac{e}{N} = 0.25 < \frac{1}{2} - \frac{2}{3}p = 0.32$$

گام ۴- **محاسبه طول اتکاء x**

$$x = 3\left(\frac{N}{2} - e\right) = 3\left(\frac{40}{2} - 10\right) = 30cm < N = 40cm \rightarrow OK$$

گام ۵- **کنترل ظرفیت اتکایی f_p**

$$f_p = \frac{2P_u}{Bx} = \frac{2 \times 60}{40 \times 30} = 0.100\frac{ton}{cm^2} \leq f_p^{allow} = 0.138\frac{ton}{cm^2} \rightarrow OK$$

از آنجا که مقادیر x, f_p بدست آمده در محدوده قابل قبول هستند، صفحه ستون در وضعیت خروج از مرکزیت متوسط قرار دارد.

گام ۶- **محاسبه نیاز خمشی صفحه ستون $M_{u,pl}$**

$$M_{u,pl} \leq \phi_b M_{n,pl}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{1}{2}(40 - 0.95 \times 20) = 10.5cm$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{40 - 0.8 \times 20}{2} = 12cm$$

$$n' = \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4} = \frac{\sqrt{20 \times 20}}{4} = 5cm$$

$$x = 30 > m = 18 \rightarrow f_m = f_p\left(1 - \frac{m}{x}\right) = 0.100\left(1 - \frac{18}{30}\right) = 0.04$$

$$M_{pl}^{(m)} = \left(\frac{7}{6}f_p - \frac{2}{3}f_m\right)Bm^2 \left(\frac{7}{6} \times 0.1 - \frac{2}{3} \times 0.04\right) \times 40 \times 10.5^2 = 397\ ton.cm$$

$$c = max(n, n') = max(12,5) = 12cm$$

$$f_{avg} = \frac{P_u}{BN} = \frac{60}{40 \times 40} = 0.038\frac{ton}{cm^2}$$

$$M_{pl}^{(c)} = \frac{f_{avg} Bc^2}{2} = \frac{0.038 \times 40 \times 12^2}{2} = 108\ ton.cm$$

$$M_{u,pl} = ma\,x\left(M_{pl}^{(m)}, M_{pl}^{(c)}\right) = 397\ ton.cm$$

گام ۷- **کنترل ظرفیت خمشی صفحه ستون**

$$M_{u,pl} \leq \phi_b M_n = \phi_b f_y Z_{pl} = \phi_b f_y B\frac{t_p^2}{4} \rightarrow t_{pl} \geq \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi_b f_y B}}$$

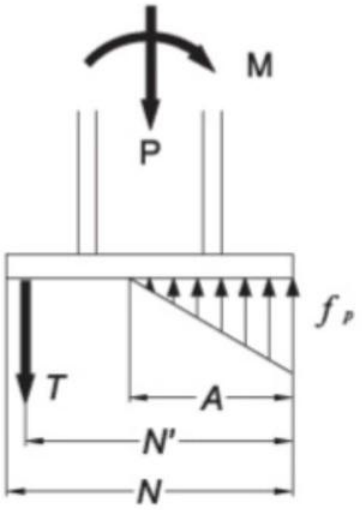
$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{4 \times 397}{0.9 \times 2.4 \times 50}} = 3.83cm \rightarrow t_{pl} = 4.0cm$$

$$\rightarrow USE\ PL40 \times 40 \times 4.0cm$$

برای این صفحه ستون حداقل $4\Phi20$ به عنوان میل‌مهار در چهار گوشه صفحه ستون استفاده می‌شود.

۸-۱۰ طراحی صفحه ستون تحت خروج از مرکزیت زیاد

چنانچه مقدار لنگر اعمال شده در برابر بار محوری زیاد باشد، حضور میل‌مهار برای حفظ اتصال صفحه ستون به بتن لازم خواهد بود. وقوع این وضعیت برای قابهای خمشی که در برابر بارهای جانبی زلزله یا باد طراحی می‌شوند، متداول است که به صورت شماتیک در شکل زیر ترسیم شده است.



شکل ۱۸ـ۸ وضعیت «خروج از مرکزیت زیاد» در صفحه ستون

چنانچه پیش از این ذکر گردید، وضعیت خروج از مرکزیت زیاد در صورتی ایجاد می‌شود که:

$$e > e_{cr} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

۸-۱۰-۱ روند کلی طراحی تحت خروج از مرکزیت زیاد

روند کلی طراحی به صورت زیر خواهد بود:

الف ـ تعیین بار محوری و لنگر اعمال شده

ب ـ انتخاب ابعادی برای صفحه ستون

پ ـ محاسبه خروج از مرکزیت معادل و محاسبه خروج از مرکزیت بحرانی

ت ـ در صورتی که خروج از مرکزیت از مقدار بحرانی آن کمتر باشد، ادامه روند و در غیر این صورت، به طراحی وضعیت «خروج از مرکزیت زیاد» رجوع می‌شود.

ث ـ تعیین طول اتکایی و نیروی کششی میل‌مهار

ج ـ تعیین حداقل ضخامت مورد نیاز صفحه ستون (بیشترین مقدار از کنترل نیروی اتکایی و نیروی کششی)

چ ـ تعیین اندازه میل‌مهار

۸-۱۰-۲ نیروی اتکایی بتن و نیروی میل‌مهار تحت خروج از مرکزیت زیاد

در وضعیتی که $e > e_{cr}$ باشد، تنش اتکایی $q = q_{max}$ خواهد بود. جهت محاسبه نیروی اتکایی بتن و نیروهای میل‌مهار، تعادل نیروهای قائم $(\Sigma F_{vertical} = 0)$ در شکل فوق ایجاب می‌کند که:

$$T = q_{max}Y - P_r$$

T مقاومت کششی مورد نیاز در میل‌مهار

همچنین با تعادل لنگر حول نقطه B خواهیم داشت:

$$q_{max}Y\left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f\right) - P_r(e+f) = 0$$

که بعد از بازنویسی معادله زیر حاصل می‌شود.

$$Y^2 - 2\left(\frac{N}{2} + f\right)Y + \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}} = 0$$

معادله فوق دارای پاسخ زیر است:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}}$$

و نیروی اتکایی بتن برابر حاصلضرب $q_{max}Y$ خواهد بود و نیروی کششی میل‌مهار از رابطه $T = q_{max}Y - P_r$ محاسبه می‌شود.

حل معادله x برای برخی مقادیر بار نیرو و لنگر امکان‌پذیر نیست. به عبارت دیگر، فقط در صورتی که شرط $\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}$ برقرار باشد، عبارت زیر رادیکال نامنفی بوده و معادله دارای پاسخ حقیقی خواهد بود. در غیر این صورت لازم است ابعاد صفحه ستون افزایش یابد.

با جایگذاری مقدار بحرانی e_{cr} در معادله x پاسخ بدین صورت حاصل می‌شود.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \left[\left(f + \frac{N}{2}\right) - \frac{P_r}{q_{max}}\right]$$

که با استفاده از علامت منفی آن، مقدار x تعیین می‌گردد.

$$Y = \frac{P_r}{q_{max}}$$

۸-۱۰-۳ نیاز تسلیم خمشی صفحه ستون در حالت خروج از مرکزیت زیاد

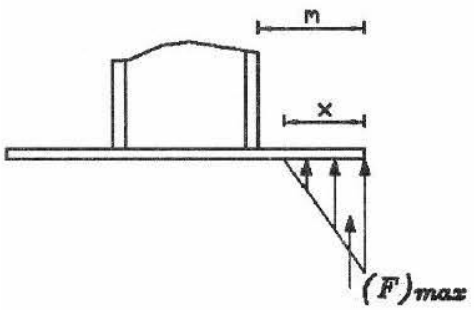
در وضعیت خروج از مرکزیت زیاد، تنش اتکایی در بیشترین مقدار خود است:

$$f_P = f_{P(max)}$$
$$M_{u,pl}^{(m)} \geq \begin{cases} \leftarrow \{x \geq m\} \\ \leftarrow \{x < m\} \end{cases}$$

۸-۱۰-۳-۱ حالت دوم

با توجه به نحوه توزیع تنش در زیر کف ستون، لنگر بحرانی صفحه در میان تار بال فشاری ستون مطابق شکل زیر، از رابطه (۸ـ ۳۵) محاسبه می‌شود:

$$\boldsymbol{M_u = (P_u + T_u)(m - \frac{x}{3})} \qquad \text{۸ـ ۱۲}$$



شکل ۱۹ـ ۸ نمایش m و x در محاسبه لنگر نهایی در میانتار بال فشاری ستون

۸-۱۰-۳-۲ در جهت دیگر

$$M_{u,pl}^{(n)}$$

و نهایتا

$$Mmax$$

۸-۱۱ طراحی برای برش

نیروی برش صفحه ستون از سه طریق به بتن منتقل می‌شود.

الف ـ اصطکاک میان صفحه ستون و سطح گروت

ب ـ اتکای صفحه ستون و

پ ـ برش میل‌مهار

۸-۱۱-۱ تامین ظرفیت برشی توسط اصطکاک

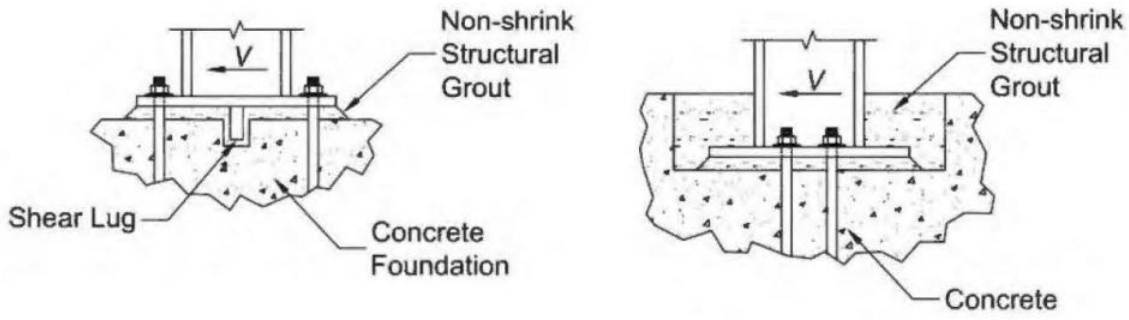
نیروی فشاری اتکایی میان صفحه ستون و بتن ایجاد مقاومت برشی می‌نماید و در وضعیتهای متداول، این نیرو برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر ستون کافی است. میزان نیروی برشی، باید بر اساس بحرانی‌ترین مقادیر P_u, V_u ناشی از ترکیبات بارگذاری تعیین شود. مقاومت برشی بر اساس آیین‌نامه، مطابق رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq 0.2 f_c' A_c$$

ضریب اصطکاک برای صفحه ستون فولادی روی گروت برابر $\mu = 0.55$ و برای فولاد بر روی بتن برابر $\mu = 0.7$ می‌باشد.

۸-۱۱-۲ تامین ظرفیت برشی توسط کلید برشی

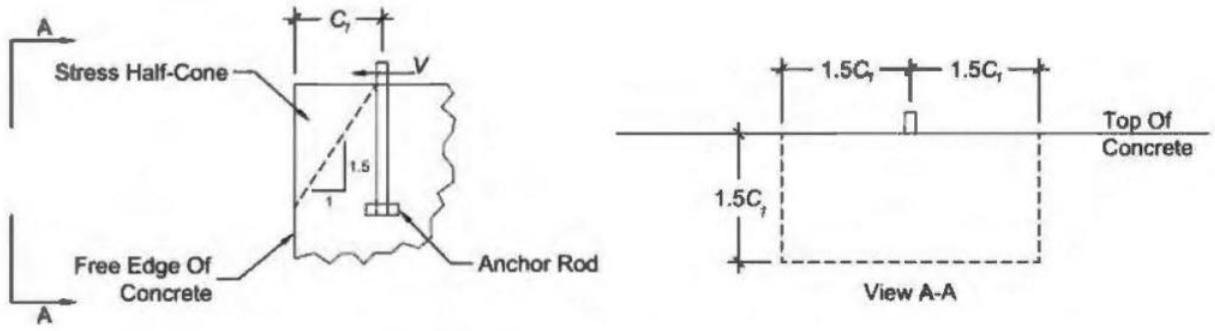
نیروهای برشی از طریق کلید برشی و یا دفن ستون در بتن قابل انتقال است. این دو وضعیت در شکل زیر نشان داده شده‌اند.



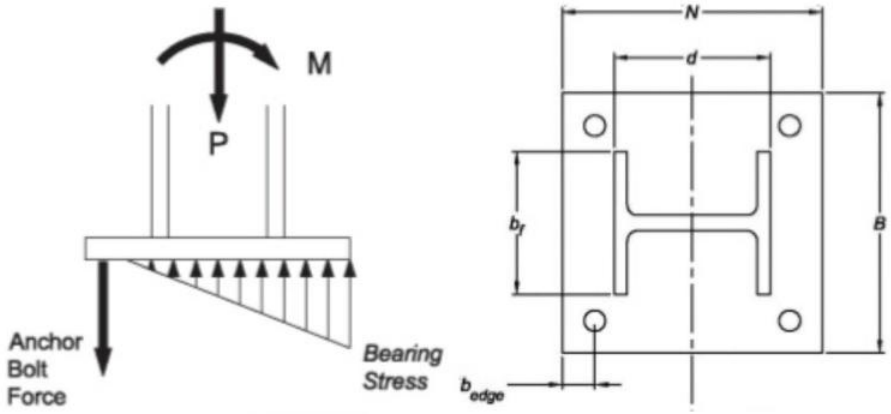
شکل ۲۰ـ ۸ انتقال برش توسط ستون و یا کلید برشی

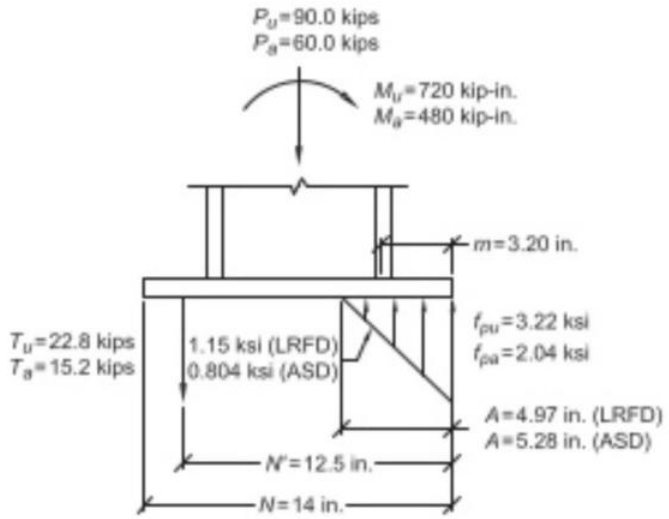
۸-۱۱-۳ تامین ظرفیت برشی توسط میل‌مهار

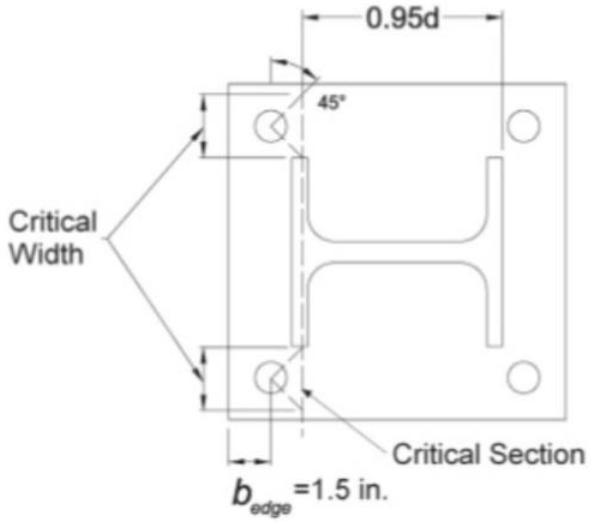
شکل زیر



شکل ۲۱ـ۸ انتقال برش توسط میل‌مهار


M
P
Anchor
Bolt
Force
Bearing
Stress
N
d
b_f
B
b_{edge}


P_u=90.0 kips
P_a=60.0 kips
M_u=720 kip-in.
M_a=480 kip-in.
m=3.20 in.
T_u=22.8 kips
T_a=15.2 kips
1.15 ksi (LRFD)
0.804 ksi (ASD)
f_{pu}=3.22 ksi
f_{pa}=2.04 ksi
A=4.97 in. (LRFD)
A=5.28 in. (ASD)
N'=12.5 in.
N=14 in.


0.95d
45°
Critical
Width
Critical Section
b_{edge}=1.5 in.

۸-۱۱-۴ نیاز برشی صفحه ستون با خروج از مرکزیت زیاد $\left(e_u > \frac{N}{2}\right)$

نیروی برشی وارده از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_u = P_u + T_u \qquad \text{۸ـ ۱۳}$$

ضخامت مورد نیاز برش با قرار دادن نیروی برشی نهایی وارده از رابطه (۸ـ۳۷) و مقاومت برشی موجود از رابطه (۸ـ۱۶) در رابطه مقاومت نهایی، بدست می آید:

$$t_p = \frac{(P_u + T_u)}{\phi_v (0.6F_y) B} \qquad \text{۸ـ ۱۴}$$

چنانچه در محل انتهای ستون نیروی برشی موجود باشد لازم است میل‌مهارهای صفحه ستون برای این برش طراحی شوند.

۸-۱۲ طراحی میل‌مهار[۴]

طراحی میل‌مهار با توجه به موقعیت آن ممکن است برای موارد زیر صورت گیرد:

۸-۱۲-۱ نیاز تسلیم خمشی صفحه ستون تحت اثر کشش میل‌مهار

نیروی کششی T_u در میل‌مهار ، در صفحه ستون ایجاد خمش خواهد نمود. طول طره (x) به صورت محافظه‌کارانه برابر فاصله مرکز میل‌مهار تا مرکز بال ستون خواهد بود که با توجه به خطوط فرضی خمش در شکل قبل، قابل مشاهده است. مقاومت خمشی مورد نیاز بدین صورت قابل محاسبه است:

$$M_{pl} = T_u x$$

که در آن:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$$

d ارتفاع مقطع ستون t_f ضخامت بال ستون

برای تعیین ضخامت ورق، از رابطه $M_{pl} \le \phi_b R_n$ استفاده می‌شود.

ابعاد و ضخامت ورق صفحه ستون و اتصالات جوشی آن، برای انتقال نیروی بلندشدگی در این مرحله تعیین می‌گردد. ضخامت صفحه ستون معمولا بر اساس خمش ناشی از نیروی فشاری یا کششی محاسبه می‌شود. در وضعیت بارهای کششی، با توجه به فاصله طره‌ای میل‌مهار تا خط فرضی خمش در بال یا جان ستون، در صفحه ستون خمش یک طرفه ایجاد می‌گردد. در این وضعیت چنانچه جان ستون باعث ایجاد کشش در میل‌مهار می‌شود، لازم است کنترل لازم برای جان و اتصالات آن انجام شود.

---

[۴] Anchor Bolt

عرض موثر ناحیه خمش در صفحه، با توزیع ۴۵ درجه از مرکز میل‌مهار تا وجهی از ستون (جان یا بال) مرتبط با وضعیت، مشخص می‌گردد.

۸-۱۳ طراحی صفحه ستون تحت بار محوری کششی

بیشترین نیروی بلندشدگی[۵] ستون، از تحلیل سازه تحت بارگذاری و ترکیبات بار، تعیین می‌شود. چنانچه نیروی بلندشدگی ناشی از بارهای جانبی سازه، از بارهای ثقلی وارد شده بر آن بیشتر باشد، تعدادی از ستونهای سازه تحت اثر بلندشدگی قرار خواهند گرفت. در ترکیبات مختلف بارگذاری ساختمان، در مواردی‌که نیروی بلندشدگی در پای ستون ایجاد می‌گردد، طراحی مجموعه‌کل میل‌مهارها برای تحمل‌کشش حاصل از بلندشدگی در پای ستون صورت می‌گیرد. همچنین ممکن است تحت شرایط واژگونی سازه، تعدادی از ستونها تحت اثر بلندشدگی قرار بگیرند.

۸-۱۳-۱ نیازکشش میل‌مهار

چنانچه لنگر وارد از طرف ستون به صفحه ستون زیاد باشد، میل‌مهارها باید بتوانند کشش ناشی از لنگر وارده را تحمل کنند. تعداد، قطر و نوع فولاد میل‌مهار در این مرحله تعیین می‌شود. تعداد میل‌مهار ، تابعی از بیشترین نیروی بلندشدگی است‌که در ستون رخ می‌دهد. مقاومت میل‌مهار و لذا قطر و نوع فولاد آن نیز تابع بلندشدگی خواهد بود. معمولا در محاسبات از نیروی اهرمی ایجاد شده توسط میل‌مهار صرفنظر می‌گردد.

الف- ظرفیت‌کششی میل‌مهار

مقاومت‌کششی میل‌مهار به مقاومت بتن جهت نگهداری میل‌مهار تحت‌کشش و مقاومت‌کششی فولاد میل‌مهار بستگی دارد. روابط دقیق مقاومت‌کششی میل‌مهار به قطر اسمی، قطر ناحیه رزوه نشده و تعداد رزوه‌ها در واحد طول بستگی دارد ولی رابطه ساده زیر برای تعیین مقاومت‌کششی میل‌مهار ، قابل استفاده است.

$$f_t = \frac{T_u}{A_b} \le \phi F_{nt} \qquad \text{۸ـ ۱۵}$$

ϕ ضریب‌کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$

T_u نیروی‌کششی ضریبدار وارد به میل‌مهارها در یک طرف صفحه ستون

A_b سطح مقطع میل‌مهارها واقع در سمت‌کششی صفحه ستون

f_{nt} تنش‌کششی اسمی‌که برابر با $0.75F_u$ (چه در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد و چه در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد).

f_u تنش نهایی میلگرد رزوه شده‌که به عنوان بلت استفاده شده است، می‌باشد.

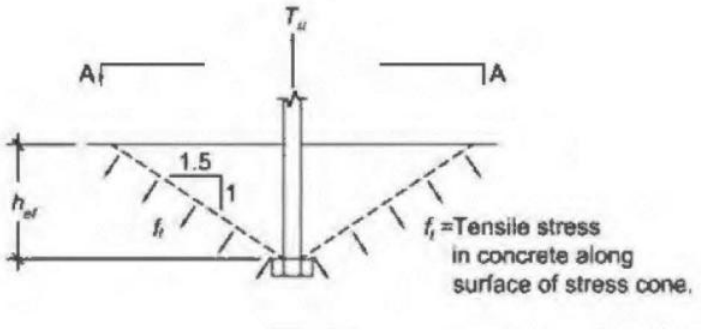
---

[۵] Uplift

لازم به ذکر است برای طراحی میل‌مهارها از نظر طول و مهار آن می‌بایست به آیین‌نامه [۶] مراجعه گردد.

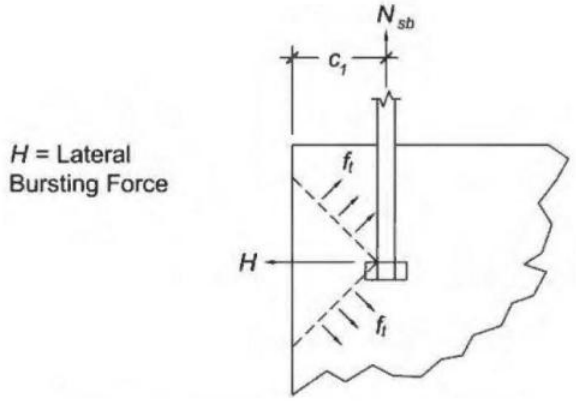
$$\phi R_n = 0.75 \times 0.75\, f_u A_b = 0.5625 f_u A_b$$

بیرون کشیدگی میل‌مهار، در ناحیه‌ای از بتن ایجاد کشش می‌نماید که طرح آن بر اساس ظرفیت بتن [۷] انجام می‌شود. ظرفیت کششی ناحیه بتنی دارای محاسبات پیچیده‌تری می‌باشد. شکل زیر ناحیه کششی بتن را نمایش می‌دهد.



شکل ۲۲ـ۸ بیرون کشیدگی میل‌مهار میانی و کشش ناحیه بتنی

در میل‌مهارهای نزدیک به لبه پی، کشش میل‌مهار به ایجاد نیروهای جانبی در میل‌مهار میان بتن تنشهای کششی مطابق شکل زیر منجر می‌شود.



شکل ۲۳ـ۸ بیرون کشیدگی میل‌مهار کناری و کشش ناحیه بتنی

ب- نیاز برشی میل‌مهار

با توجه به نتایج تحلیل سازه، معمولاً در پای ستون برش وجود دارد. بنابراین مجموعه کل میل‌مهارها باید بتوانند این برش را تحمل نمایند.

---

[۶] مبحث نهم مقررات ملی فصل ۲۱

[۷] CCD: Concrete Capacity Design

پ- ظرفیت برشی میل‌مهار

در میل‌مهارها کنترل برش از رابطهٔ زیر انجام می شود:

$$f_v = \frac{V_u}{A_b} \le \phi F_{nv} \qquad ۸ـ۱۶$$

ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$

V_u برش ضریبدار پای ستون در محل صفحه ستون

A_b سطح مقطع مجموعهٔ کل میل‌مهارها در صفحه ستون

چنانچه از میلگرد دندانه شده به عنوان میل‌مهار استفاده شود، و سطح برش از قسمت دندانه شده بگذرد برابر $F_{nv} = 0.45F_u$ است و در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد برابر با $F_{nv} = 0.55F_u$ که در آن F_u تنش نهایی میلگردهای رزوه شده استفاده شده به عنوان میل‌مهار می باشد.

توجه: در ستونهایی که در محل مهاربندها قرار دارند، برش پای ستون (ناشی از مؤلفه افقی نیروی مهاربند) مقدار قابل توجهی می‌باشد. به همین دلیل میل‌مهار صفحه ستون محل مهاربند، تعداد بیشتری از صفحه ستون دیگر ستونها می‌باشد. ناگفته نماند که همیشه در پای ستونها برش وجود دارد مگر آنکه تکیه‌گاه پای ستون غلتکی باشد.

ت- ظرفیت میل‌مهار برای تحمل برش و کشش

چنانچه صفحه ستون علاوه بر نیروی محوری و لنگر خمشی(کشش حاصل از خمش) نیروی برشی را نیز منتقل نماید، لازم است اثر آن در کاهش تنش مجاز کششی میل‌مهار لحاظ شود (F'_{nt}). مقررات ملی ساختمان ایران، تنشهای مجاز کششی میلگرد های دندانه شده که به عنوان میل‌مهار در صفحات صفحه ستون به‌کار می رود (که علاوه بر کشش، تحت تاثیر نیروی برشی نیز قرار دارد) به صورت زیر پیشنهاد می‌نماید.

مقاومت طراحی میل‌مهار تحت اثر ترکیب تنشهای کششی و برشی در صفحات صفحه ستون (اتصالات اتکایی) بر اساس حالتهای حدی گسیختگی کششی و برشی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb} \qquad ۸ـ۱۷$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} \qquad ۸ـ۱۸$$

ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$

F'_{nt} تنش کششی اسمی اصلاح شده با در نظر گرفتن اثرات تنش برشی که از رابطه زیر بدست می آید:

$$F'_{nt} = F_{nt}\left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}\right] \le F_{nt} \qquad ۸ـ۱۹$$

$$R_{uv} \le \phi R_{nv} \qquad ۸ـ۲۰$$

F'_{nv} تنش برشی اسمی اصلاح شده با در نظر گرفتن اثرات تنش کششی که از رابطه زیر بدست می آید:

$$F'_{nv} = F_{nv}\left[1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right] \le F_{nv} \qquad ۸ـ۲۱$$

$$R_{ut} \le \phi R_{nt} \qquad ۸_۲۲$$

F_{nt} تنش کششی اسمی مطابق جدول ۱۰ـ۸

F_{nv} تنش برشی اسمی مطابق جدول ۱۰ـ۵

R_{uv} نیروی برشی نهایی در یک پیچ

R_{ut} نیروی کششی نهایی در یک پیچ

Case III

$$f_p = f_p^{allow}$$

$$F_p = \frac{f_p B x}{2}$$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow T = F_p - P_u$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow P_u\left(e + N' - \frac{N}{2}\right) = F_p\left(N' - \frac{x}{3}\right) = \frac{f_p B x}{2}\left(N' - \frac{x}{3}\right)$$

$$\rightarrow 6pN\left(e + N' - \frac{N}{2}\right) = x(3N' - x) \rightarrow x^2 - 3N'x + 6pN\left(e + N' - \frac{N}{2}\right) = 0$$

$$x = \frac{1}{2}\left(3N' \pm \sqrt{(3N')^2 - 4 \times 6pN\left(e + N' - \frac{N}{2}\right)}\right)$$

$$x = 1.5N' \pm \sqrt{2.25N'^2 - 6pN\left(e + N' - \frac{N}{2}\right)}$$

$$x = 1.5N\left(\frac{N'}{N}\right) \pm N\sqrt{2.25\left(\frac{N'}{N}\right)^2 - 6p\left(\frac{e}{N} + \frac{N'}{N} - \frac{1}{2}\right)}$$

$$s = \frac{N'}{N}$$

$$x = N\left(1.5s \pm \sqrt{2.25s^2 - 6p\left(\frac{e}{N} + s - \frac{1}{2}\right)}\right)$$

$$\frac{f_m}{x - m} = \frac{f_p}{x} \rightarrow f_m = f_p\left(1 - \frac{m}{x}\right)$$

$$x > m \rightarrow M_{pl} = f_m\frac{m^2}{2} + (f_p - f_m)\frac{m^2}{3}$$

$$x < m \rightarrow M_{pl} = \frac{f_p x}{2}\left(m - \frac{x}{3}\right)$$

Case III

$$x = 1.5N' - \sqrt{2.25N'^2 - 6pN\left(e + N' - \frac{N}{2}\right)}$$

$$f_m = f_p\left(1 - \frac{m}{x}\right)$$

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi B f_y}}$$

مثال ۸-۴

ستونی از مقطع $2IPE20$ تحت اثر بارهای محوری $P_D = 30ton$ و $P_L = 15ton$ لنگرهای $M_D =$ $3.3ton.m$ و $M_L = 5ton.m$ قرار دارد. ورق صفحه ستون را طراحی نمایید. ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مد نظر است. از میل‌مهار نوع $AIII$ و بتن نوع $C25$ استفاده شده است.

حل:

مشخصات هندسی $2IPE20$ از جدول اشتال تعیین می شود.

$$2IPE20 \rightarrow d = 20cm, b_f = 2 \times 10 = 20cm$$

$$C25 \rightarrow \mathrm{f'_c} = 250\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm^2}} = 0.25\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$$

گام ۱- تعیین بارهای نهایی و خروج از مرکزیت معادل e

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 15 = 60\ ton$$
$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 3.3 + 1.6 \times 5 = 12\ ton.m = 1200\ ton.cm$$

مقدار خروج از مرکزیت از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1200}{60} = 20cm$$

گام ۲- کنترل ضوابط اجرایی و حدس ابعاد صفحه ستون $N \times B$

$$N \geq d + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$B \geq b_f + 2 \times 7cm = 20 + 2 \times 7 = 34cm$$
$$\rightarrow try\ PL\ 40 \times 40cm \rightarrow N = B = 40cm$$

گام ۳- **تعیین وضعیت صفحه ستون**

$$\frac{e}{N}=\frac{20}{40}=0.5>\frac{1}{2}-\frac{2}{3}p$$

$$\mathrm{f_p^{allow}}=\phi_c\times 0.85\mathrm{f_c'}\times min\left(\sqrt{\frac{\mathrm{A_2}}{\mathrm{A_1}}},2\right)=0.85\times 0.65\times 0.25\times 1=0.138\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{cm^2}}$$

$$p=\frac{P_u}{f_p^{allow}BN}=\frac{60}{0.138\times 40\times 40}=0.272$$

گام ۴- **محاسبه طول اتکاء x**

$$N'=40-5=35cm$$

$$x=1.5N'-\sqrt{2.25N'^2-6pN\left(e+N'-\frac{N}{2}\right)}$$

$$=1.5\times 35-\sqrt{2.25\times 35^2-6\times 0.272\times 40(20+35-20)}=30.8cm$$

$$x=30.8cm<N=40cm\rightarrow OK$$

از آنجا که مقدار x بدست آمده در محدوده قابل قبول است، ابعاد صفحه ستون مناسب است.

گام ۵- **محاسبه نیازکششی میل‌مهار T**

$$T_u=\frac{f_P^{allow}Bx}{2}-P_u=\frac{0.138\times 40\times 30.8}{2}-60=25.0\ ton$$

گام ۶- **کنترل ظرفیت‌کششی میل‌مهار**

$$T_u\leq\phi_t A_b f_{nt}$$

$$AIII\ OR\ S400\rightarrow f_u=6\frac{ton}{cm^2}$$

$$f_{nt}=0.75f_u=0.75\times 6=4.5\frac{ton}{cm^2}$$

$$T_u=25ton\leq\phi_t f_{nt}A_b=0.75\times(0.75\times 6.0)\times A_b\rightarrow A_b\geq 7.4cm^2$$

$$2\frac{\pi\mathrm{D}^2}{4}\geq 7.4\mathrm{cm^2}\rightarrow \mathrm{D}\geq 2.17\mathrm{cm}\rightarrow \text{use } 2\Phi 22$$

گام ۷- **محاسبه نیاز خمشی صفحه ستون $M_{u,pl}$**

$$M_{u,pl}\leq\phi_b M_{n,pl}$$

$$m=\frac{N-0.95d}{2}=\frac{1}{2}(40-0.95\times 20)=10.5cm$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{40 - 0.8 \times 20}{2} = 12cm$$

$$n' = \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4} = \frac{\sqrt{20 \times 20}}{4} = 5cm$$

$$x = 30.8 > m = 10.5 \rightarrow f_m = f_p\left(1 - \frac{m}{x}\right) = 0.138\left(1 - \frac{10.5}{30.8}\right) = 0.091$$

$$M_{pl}^{(m)} = \left(\frac{7}{6}f_p - \frac{2}{3}f_m\right)Bm^2 \left(\frac{7}{6} \times 0.138 - \frac{2}{3} \times 0.091\right) \times 40 \times 10.5^2 = 442\ ton.cm$$

$$c = max(n, n') = max(12,5) = 12cm$$

$$f_{avg} = \frac{P_u}{BN} = \frac{60}{40 \times 40} = 0.038\frac{ton}{cm^2}$$

$$\mathrm{M_{pl}^{(c)}} = \frac{\mathrm{f_{avg}Bc^2}}{2} = \frac{0.038 \times 40 \times 12^2}{2} = 108\ \mathrm{ton.cm}$$

$$M_{pl}^{(T)} = T_u[m - (N - N')] = 25 \times (10.5 - 5) = 137.5\ ton.cm$$

$$\mathrm{M_{u,pl} = max\left(M_{pl}^{(m)}, M_{pl}^{(c)}, M_{pl}^{(T)}\right) = 442\ ton.cm}$$

گام ۸- کنترل ظرفیت خمشی صفحه ستون

$$M_{u,pl} \leq \phi_b M_n = \phi_b f_y Z_{pl} = \phi_b f_y B\frac{t_p^2}{4} \rightarrow t_{pl} \geq \sqrt{\frac{4M_{u,pl}}{\phi_b f_y B}}$$

$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{4 \times 442}{0.9 \times 2.4 \times 40}} = 8.12cm \rightarrow t_{pl} = 8.2cm$$

$$\rightarrow USE\ PL60 \times 50 \times 5.5cm$$

گام ۹- محاسبه نیاز برشی

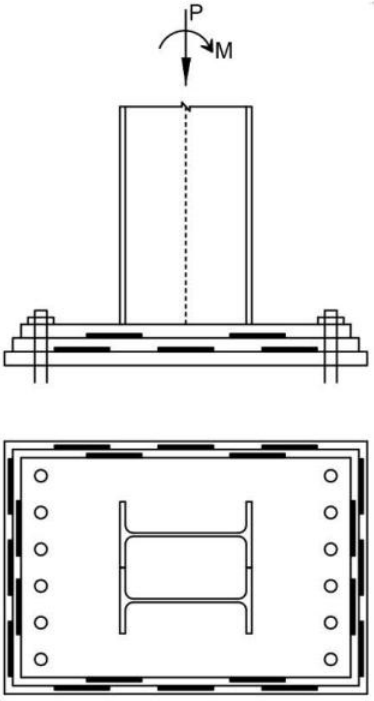
گام ۱۰- کنترل ظرفیت برشی

برای این صفحه ستون از $4\Phi22$ به عنوان میل‌مهار در چهار گوشه صفحه ستون استفاده می‌شود تا چنانچه در اثر تغییر جهت زلزله، جهت ممان هم تغییر نمود، میل‌مهارهای طرف دیگر تحت تنش قرار گیرند.

گام ۱۱- نتیجه

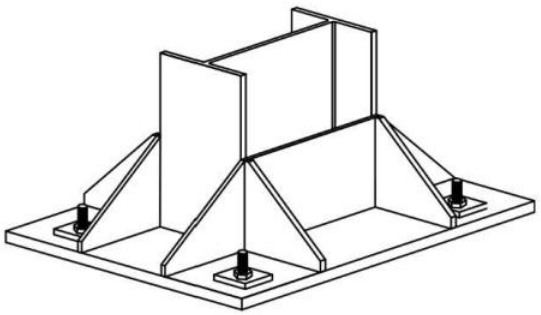
۸-۱۴ طراحی صفحه ستون با استفاده از سخت‌کننده (لچکی)

همانگونه که در مثال های قسمت های قبلی مشاهده شد، معمولاً ضخامت صفحه ستون ها مقادیر بزرگی بدست می‌آید. عملاً چنین صفحه ستون هایی دارای وزن زیاد بوده و جابجایی آن ها در کارگاه با دشواری همراه است. بعلاوه سوراخ نمودن صفحه ستون های با ضخامت زیاد با صعوبت زیادی همراه است. به همین منظور، یکی از روشهای کاهش ضخامت صفحه ستون استفاده از چند صفحه ستون با ضخامت کمتر که روی هم قرار می‌گیرند، می باشد. چنین حالتی در شکل ۸ـ۱۸ نمایش داده شده است و نحوه جوشکاری دو صفحه روی هم از ضوابط محاسباتی پیروی می‌نماید.



شکل ۲۴ـ ۸ استفاده از چند ورق نازکتر به جای استفاده از یک ورق ضخیم

اما روش رایج جهت کاهش ضخامت کف ستون، استفاده از صفحات "سخت‌کننده" در پای ستون می‌باشد. چنین حالتی هم برای صفحه ستون های مفصلی وهم برای صفحه ستون های گیردار کاربرد دارد. در حالت گیردار که صفحه ستون علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی بزرگی را نیز به فونداسیون منتقل می‌کند، بهتر است از صفحات سخت کننده که مقاومت مناسبی در مقابل خمش صفحه ستون ایجاد می‌کنند، استفاده نمود. این صفحات توزیع تنش زیر صفحه ستون را تغییر نمی‌دهند، بلکه با افزایش اساس مقطع خمشی صفحه، تنش های خمشی در مقطع بحرانی آنرا کاهش داده و در نتیجه ضخامت کف ستون، کاهش می‌یابد. در شکل ۸ـ۱۸ چگونگی تقویت صفحه ستون با استفاده از سخت‌کننده‌ها به منظور کاهش ضخامت آن نشان داده شده است.



شکل ۲۵ـ۸ تقویت صفحه ستون با استفاده از سخت‌کننده‌ها

اصول طراحی صفحه ستون با سخت‌کننده (چه برای حالت اتصال مفصلی وچه برای حالت اتصال گیردار) با طراحی صفحه ستون در حالت عادی تفاوتی ندارد و به طور کلی مراحل گام به گام طراحی صفحه ستون با سخت‌کننده به شرح زیر است:

گام ۱: ابتدا ابعاد صفحه ستون با توجه به ابعاد ستون تعیین می‌شود.

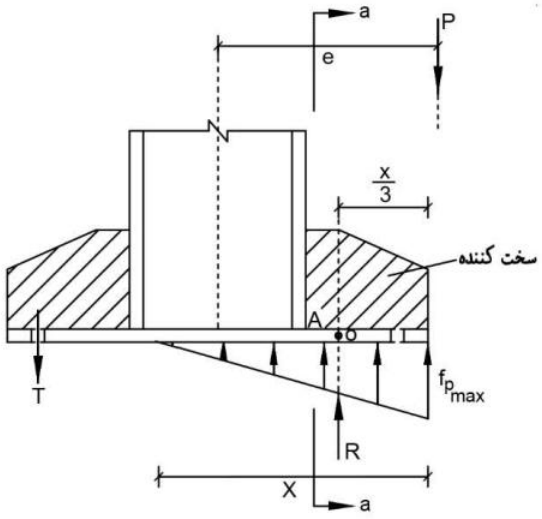
گام ۲: خروج از مرکزیت بار را تعیین کرده، اگر $e_u < \frac{N}{6}$ باشد، توزیع تنش ذوزنقه‌ای است و میل‌مهارها به کشش نمی‌افتند و اگر $\frac{N}{6} < e_u < \frac{N}{2}$ و یا $e_u > \frac{N}{2}$ باشد، توزیع تنش مثلثی است و میل‌مهارها به کشش می‌افتند.

گام ۳: با تعیین نسبت $\frac{e_u}{N}$ ، با استفاده از جدول ۸ـ۱ مقدار $\frac{x}{N}$ را یافته و طول گسترش تنش (x) تعیین می‌شود. اگر $\frac{e_u}{N}$ مورد نظر دقیقا مقادیر جدول نبود، می‌توان $\frac{x}{N}$ را با درونیابی خطی بدست آورد.

جدول ۱ـ۸ تعیین طول گسترش تنش (x)

$\frac{e_u}{N}$	0.08	0.3	0.52	0.6	0.615	0.64	0.75	0.87	1.0
$\frac{x}{N}$	1	۱	0.48	0.4	039	0.37	0.35	0.34	0.333

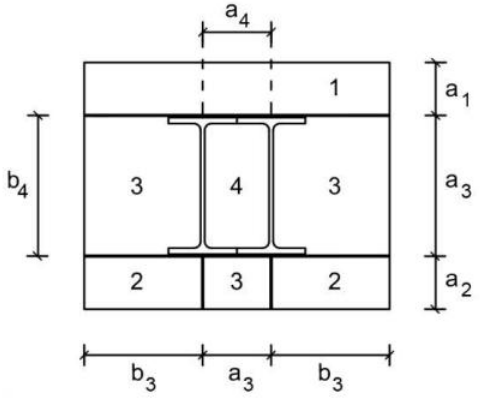
گام ۴: با معادله لنگر حول نقطه Oدر شکل ۸ـ۱۹ نیروی کششی T_u بدست می‌آید و با نوشتن برآیند نیروها در راستای قائم، نیروی Rکه مجموع نیروی کششی و بار محوری است، بدست می آید:



شکل ۲۶ـ۸ توزیع تنش و برآیند نیروها در زیر صفحه ستون همراه با سخت‌کننده

گام ۵: تنش فشاری بیشینه موجود در زیر صفحه ستون با استفاده از رابطه (۸ـ۳۴) تعیین و با مقاومت اتکایی طراحی مقایسه می‌شود. در صورتی‌که رابطه برقرار نباشد، ابعاد صفحه ستون افزایش می‌یابد.

گام ۶: موقعیت فرضی را برای سخت‌کننده ها برروی صفحه ستون بر طبق شکل ۸ـ۲۰ در نظر گرفته و نواحی چهارگانه تعیین می‌شود.



شکل ۲۷ـ۸ موقعیت سخت‌کننده ها روی صفحه ستون و تعیین نواحی چهارگانه

الف) ناحیه ۱: ناحیه‌ای است‌که از سه طرف باز و از یک طرف بسته است و مانند یک تیر طره‌ای عمل می‌نماید. لنگر حداکثر بر واحد طول صفحه در این ناحیه برابر است با:

$$m_1 = \frac{q_{u1} a_1^2}{2} \qquad ۸ـ۲۳$$

q_{u1}: تنش ماکزیمم ناشی از بارهای ضریبدار زیر صفحه ستون در ناحیه ۱

a_1: بعد کوچک تر ناحیه ۱

ب) ناحیه ۲: ناحیه‌ای است که از دو طرف بسته و از دو طرف باز است. لنگر حداکثر بر واحد طول صفحه در این ناحیه برابر است با:

$$m_2 = \frac{q_{u2} a_2^2}{2} \qquad ۸_۲۴$$

q_{u2}: تنش ماکزیمم ناشی از بارهای ضریبدار زیر صفحه ستون در ناحیه۲

a_2: بعدکوچک تر ناحیه۲

ج) ناحیه ۳: ناحیه‌ای است که از سه طرف بسته و از یک طرف باز است. نقطه بحرانی در چنین ورقی، وسط لبه آزاد می‌باشد. لنگر مربوط به این نقطه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$m_3 = \beta_3 q_{u3} a_3^2 \qquad ۸_۲۵$$

q_{u3}: تنش ماکزیمم ناشی از بارهای ضریبدار زیرصفحه ستون در ناحیه ۳

a_3: طول لبه آزاد ناحیه۳

β_3: ضریبی است که از جدول ۸ـ۲ برحسب $\frac{b_3}{a_3}$ بدست می‌آید و b_3 طول لبه غیرآزاد ناحیه ۳ است.

جدول ۲ـ۸ تعیین ضریب β_3 برحسب $\frac{b_3}{a_3}$

$\frac{b_3}{a_3}$	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹	۱	۱/۲	۱/۴	۲	بالای۲
β_3	۰/۰۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۸	۰/۰۹۷	۰/۱۰۷	۰/۱۱۲	۰/۱۲	۰/۱۲۹	۰/۱۳۲	۰/۱۳۳

این جدول زمانی معتبر است که نسبت $\frac{b_3}{a_3}$ از ۰/۵ بزرگتر باشد. در صورتیکه مقدار $\frac{b_3}{a_3}$ از ۰/۵ کوچکتر باشد، مانند ناحیه ۱ به صورت طره عمل می شود.

د) ناحیه ۴: ناحیه‌ای است که از چهار طرف بسته است. لنگر حداکثر چنین ورقی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$m_4 = \beta_4 \times q_{u4} \times a_4^2 \qquad ۸_۲۶$$

q_{u4}: تنش ماکزیمم ناشی از بارهای ضریبدار زیر صفحه ستون در ناحیه ۴

a_4: طول بعد کوچک‌تر ناحیه ۴

β_4:ضریبی است که از جدول ۸ـ۳ بر حسب $\frac{b_4}{a_4}$ بدست می‌آید و b_4 طول بعد بزرگ تر ناحیه ۴ است.

جدول ۳ـ۸ تعیین ضریب β_4 برحسب $\frac{b_4}{a_4}$

$\frac{b_4}{a_4}$	۱	۱/۱	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵	۱/۶	۱/۸	۲	بالای۲
β_4	۰/۰۴۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۳	۰/۰۶۹	۰/۰۷۵	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۴	۰/۱	۰/۱۲۵

توجه: لنگرهای حاصل از $\{m_1, m_2, m_3, m_4\}$ در روابط بالا، ممان واحد عرض صفحه می‌باشند.

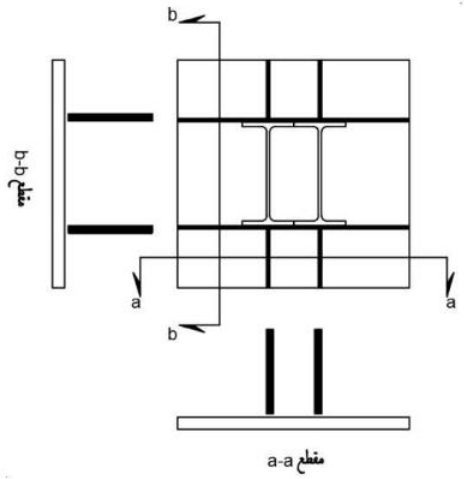
گام ۷: از میان لنگر در نواحی چهارگانه، لنگر بیشینه(که در عرض واحد صفحه ستون وارد می شود) انتخاب و با استفاده از رابطه زیر ضخامت صفحه ستون تعیین می‌شود:

$$M_u \le \phi_m M_n, \phi = 0.9$$
$$M_u = max\{m_1, m_2, m_3, m_4\} \qquad ۸_۲۷$$

$$M_n = Z_p F_y = (\frac{1 t_p^2}{4}) F_y$$

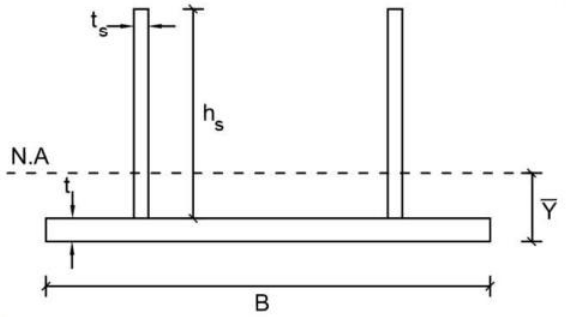
نحوه قرارگیری سخت کننده ها برروی صفحه ستون باید به گونه‌ای باشد که لنگرها در نواحی مختلف تقریباً به یکدیگر نزدیک باشند. اگر ضخامت صفحه از رابطه (۸ـ۵۹) زیاد بدست آمد، از سخت کننده های بیشتری برروی صفحه ستون استفاده می‌شود تا ضخامت کاهش پیدا کند و باید محاسبات مربوط به تعیین ضخامت مجددا تکرار شود.

گام ۸: ابعاد سخت کننده ها با توجه به نیروهای وارده بر آنها تعیین می‌شود. مقطعی که از بر ستون می‌گذرد بیشترین نیرو را به سخت کننده ها وارد می‌کند و کنترل ابعاد آنها در این مقطع صورت می‌گیرد. مقطع مورد کنترل، دارای اثر توام لنگر خمشی و تلاش برشی می‌باشد. با استفاده از دیاگرام توزیع تنش در زیر صفحه ستون طبق شکل ۸ـ۱۹ مقادیر لنگر خمشی و تلاش برشی در مقطعی که از بر ستون می‌گذرد به دست می‌آید. شکل ۸ـ۲۱ یک صفحه ستون و مقاطع آن را نشان می‌دهد.



شکل ۲۸ـ۸ صفحه ستون و مقاطع آن

برای کنترل تنش و تعیین ابعاد سخت‌کننده‌ها با فرض مناسبی برای ارتفاع و ضخامت سخت کننده ها، ممان اینرسی و اساس مقطع برای شکل ۸ـ۲۲ از روابط زیر تعیین می گردد.



شکل ۲۹ـ۸ مقطع مقاوم در برابر خمش (برش $a - a$ از (شکل ۸ـ۲۲))

$$\bar{Y} = \frac{Bt\frac{t}{2}+n_s h_s t_s\left(\frac{h_s}{2}+t\right)}{Bt+n_s h_s t_s} \qquad ۸ـ۲۸$$

$$I_s = \frac{1}{12}Bt^3 + Bt\left(\bar{Y}-\frac{t}{2}\right)^2 + n_s\left[\frac{1}{12}t_s h_s^3 + h_s t_s\left(\frac{h_s}{2}+t-\bar{Y}\right)^2\right] \qquad ۸ـ۲۹$$

$$S_{Top} = \frac{I_s}{C} = \frac{I_s}{h_s+t-\bar{Y}} \qquad ۸ـ۳۰$$

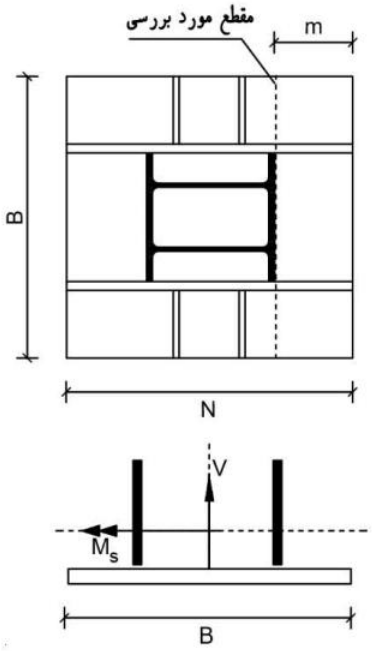
در این روابط B عرض مقطع، t ضخامت صفحه ستون، n_s تعداد سخت‌کننده های موجود در مقطع، h_s ارتفاع سخت‌کننده ها و t_s ضخامت سخت‌کننده ها و S اساس مقطع متشکل از صفحه و سخت‌کننده ها، نسبت به تار بالا می‌باشد.

برای محاسبه لنگر و برش موجود در مقطع با توجه به شکل ۸ـ۲۳ از روابط زیر استفاده می گردد:

$$f_p = \frac{P_u}{NB} \qquad ۸ـ۳۱$$

$$M_u = f_p B\frac{m^2}{2} \qquad ۸ـ۳۲$$

$$V_u = f_p Bm \qquad ۸ـ۳۳$$



شکل ۳۰ـ۸ مقطع صفحه ستون و سخت‌کننده ها و نیروی وارد بر آنها

توجه: سه رابطهٔ اخیر فقط برا صفحه ستون مفصلی می‌باشد، در صورت اینکه صفحه ستون گیردار باشد باید محاسبه شوند.

بعد از محاسبه لنگر نهایی در مقطع مورد بررسی، طبق رابطه (۸ـ۶۵) کنترل می شود:

$$M_u \le \phi_m M_n$$
$$M_u \le 0.9 S_{Top} F_y \qquad ۸ـ۳۴$$

اگر کنترل تنش جواب داد، ابعاد سخت‌کننده ها مناسب است. در غیر این صورت مجددا با تغییر ابعاد سخت‌کننده ها محاسبات تکرار می گردد.

ضمنا چنانچه اضافه کردن ابعاد، مورد نظر نباشد، می‌توان تعداد سخت کننده ها را اضافه نمود. درصورتیکه مقدار $M_u << \phi_m M_n$ گردید، می‌توان ابعاد یا تعداد سخت‌کننده ها را کاهش داد. شرط اساسی در محاسبات فوق در انتخاب ابعاد سخت‌کننده ها و لچکی ها، اتصال صحیح ستون، صفحه ستون و لچکی ها به یکدیگر می باشد. این عمل از طریق جوش دادن قطعات مختلف به یکدیگر انجام می پذیرد. در زمان طرح لچکی ها باید دقت شود که امکان جوشکاری و در دسترس بودن جوش درزها در نظر گرفته شود.

گام ۹: به منظور تعیین مساحت میل‌مهارها برای تحمل کشش از رابطه (۸ـ۳۷) (اگر میل‌مهار تحت اثر توام برش و کشش بود) استفاده می‌شود.

آرایش سخت‌کننده‌های پای ستون باید به‌گونه‌ای باشد که ممان های چهارگانه را کاهش دهد، برای این منظور اضافه‌کردن سخت کننده در ناحیه‌ای که دارای ممان ماکزیمم می‌باشد مفید است (باعث کاهش ممان و در نتیجه کاهش ضخامت صفحه ستون می‌شود).

یک روش معمول برای کاهش ضخامت صفحه ستون در ساختمانهای بلند آن است که علاوه بر سخت‌کننده‌های میانی، یک سخت کننده در محیط صفحه ستون قرار می‌دهند، بدین ترتیب تمام نواحی چهارگانه صفحه ستون تبدیل به ناحیه ۴ می‌شوند. بنابراین ممان صفحه ستون کاهش و در نتیجه ضخامت آن نیز کاهش می‌یابد.

مثال ۸-۵

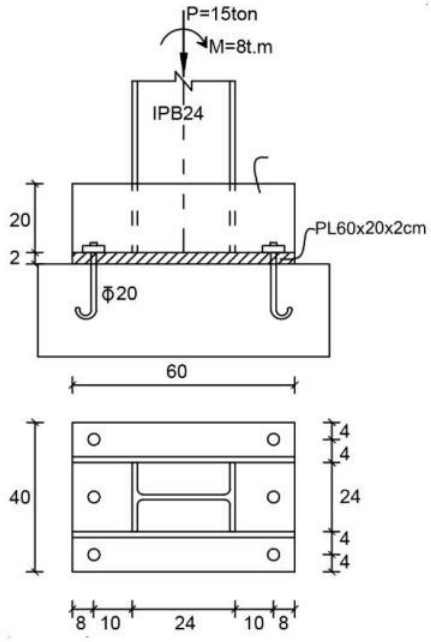
کف ستونی با مشخصات داده شده در شکل ۸ـ۲۴ تحت بارهای نهایی مورد نظر است. برای این صفحه ستون کنترلهای زیر را انجام دهید.

الف) کنترل تنش در بتن و کنترل ابعاد صفحه ستون و ضخامت آن

ب) کنترل کشش در میل‌مهار و کنترل مشخصات میل‌مهارها براساس تنش نهایی مذکور

ج) کنترل مشخصات سخت‌کننده ها

$$f'_c = 210\frac{kg}{cm^2}, F_y = 2400\frac{kg}{cm^2}, F_u = 3700\frac{kg}{cm^2}$$



شکل ۳۱ـ۸ مشخصات صفحه ستون (ابعاد بر حسب سانتیمتر) (مثال ۸ـ۵)

حل:

$$e_u = \frac{M_u}{P_u} = \frac{8 \times 10^5}{15 \times 10^3} = 53.33 \quad cm$$

$$e_u = 53.33 \quad cm > \frac{N}{2} = \frac{60}{2} = 30 \quad cm$$

در نتیجه توزیع تنش مثلثی است و میل‌مهارها به کشش می‌افتند. با توجه به جدول ۸ـ۱ طول گسترش تنش بدست می آید.

$$\frac{e_u}{N} = \frac{53.33}{60} = 0.89 \Rightarrow \frac{x}{N} = 0.338 \Rightarrow x = 0.338 \times N \rightarrow x = 20.28 \quad cm$$

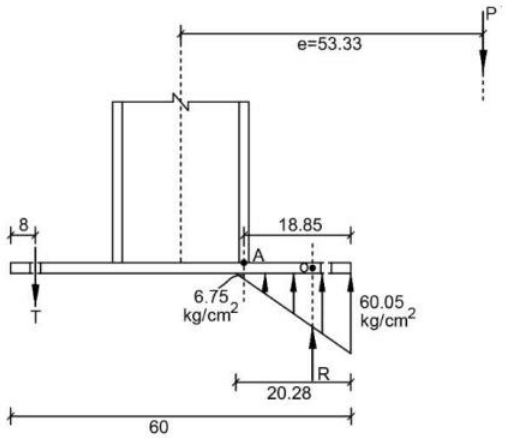
با توجه به شکل ۸ـ۲۶، با معادله لنگر حول نقطهO در محل اعمال R ، نیروی کششی میل‌مهارها بدست می‌آید.

$$\sum M_O = 0 \Rightarrow T_u \left(N - 8 - \frac{x}{3}\right) = P_u \left(e_u - \frac{N}{2} + \frac{x}{3}\right)$$

$$\Rightarrow T_u \left(60 - 8 - \frac{20.28}{3}\right) = 15 \times 10^3 \left(53.33 - 30 + \frac{20.28}{3}\right) \Rightarrow T_u = 9976.8 \quad kg$$

با مساوی صفر قرار دادن نیروها در راستای قائم، نیروی برآیند R بدست می آید.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R = T_u + P_u = 9976.8 + 15000 = 24976.8 \quad kg$$



شکل ۳۲ـ۸ توزیع تنش در زیر صفحه ستون (ابعاد بر حسب سانتیمتر) (مثال ۸ـ۵)

با محاسبه تنش فشاری بیشینه و مقایسه آن تنشها کفایت ابعاد صفحه ستون کنترل می شود.

$$f_{p(max\ )} = \frac{2R}{xB} = \frac{2 \times 24976.8}{20.28 \times 40} = 61.58 \le \phi_c(0.85f'_c) = 0.65(0.85 \times 210) = 116.025 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

ابعاد صفحه ستون قابل قبول است.

برای تعیین ضخامت، ابتدا لنگر در نواحی مختلف شکل ۸ـ۲۵ تعیین می‌شود:

$$m_1 = \frac{q_{u1}a_1^2}{2} = \frac{61.58 \times 8^2}{2} = 1970.56 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$\frac{b_3}{a_3} = \frac{18}{24} = 0.75 \Rightarrow \beta_3 = 0.0925$$

$$m_3 = \beta_3 \times q_{u3} \times a_3^2 = 0.0925 \times 61.58 \times 24^2 = 3281 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$m = max(m_1, m_3) = max(1970.56,3281) = 3281 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$M_u \le \phi_m M_n$$

$$M_n = Z_p F_y = \frac{1 \times t_p^2}{4} F_y$$

$$3281 \le 0.9 \times \frac{t_p^2}{4} \times 2400 \Rightarrow t_p = 2.46 \quad cm$$

ناحیه ۴ با توجه به اینکه ابعادکوچکی دارد، همچنین ۴ طرف آن گیردار است و نیز تنش حداکثر زیر این ناحیه مقدار کمی است، تعیین کننده نیست.

ضخامت صفحه ستون مناسب نیست و وضعیت قرارگیری سخت‌کننده ها بایستی تغییر کند به نحوی که لنگر ماکزیمم کاهش یابد.

حل ب)

کنترل کشش در میل‌مهارها:

$$A_b \ge \frac{T_u}{0.75 \times 0.75F_u} \Rightarrow A_b \ge \frac{9976.8}{0.75 \times 0.75 \times 5200} \Rightarrow A_b \ge 3.41 \quad cm^2$$

$$3\bar{\phi}20 \Rightarrow A_b = 3 \times 3.14 = 9.42 \quad cm^2 \geq 3.41 \quad cm^2$$

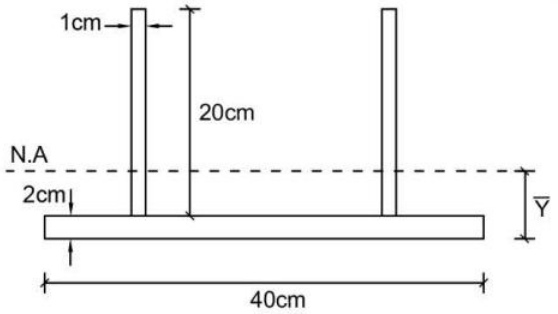
میل‌مهارها برای تحمل کشش جوابگو هستند.

ج) کنترل سخت کننده ها:

با توجه به شکل ۸ـ۲۶ لنگر در نقطه A به شرح زیر بدست می آید:

$$M_A = \left[\frac{6.75 \times 18.85^2}{2} + \frac{(60.05 - 6.75) \times 18.85}{2} \times \frac{2}{3} \times 18.85\right] \times 40 = 273996 \quad kg.cm$$

مقطع مقاوم در برابر خمش مطابق شکل ۸ـ۲۶ می باشد:



شکل ۳۳ـ۸ مقطع مقاوم در برابر خمش

$$\bar{Y} = \frac{Bt\frac{t}{2} + n_s\left(h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t\right)\right)}{Bt + n_s(h_s t_s)} = \frac{40 \times 2 \times 1 + 2(20 \times 1 \times 12)}{40 \times 2 + 2(20 \times 1)} = 4.7 \quad cm$$

$$I_s = \frac{1}{12}Bt^3 + Bt\left(\bar{Y} - \frac{t}{2}\right)^2 + n_s\left[\frac{1}{12}t_s h_s^3 + h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t - \bar{Y}\right)^2\right]$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 40 \times 2^3 + 40 \times 2 \times 3.7^2 + 2\left[\frac{1}{12} \times 1 \times 20^3 + 20 \times 7.3^2\right] = 4586.8 \quad cm^4$$

$$S_{Top} = \frac{I_s}{C} = \frac{I_s}{h_s + t - \bar{Y}} = \frac{4586.8}{20 + 2 - 4.7} = 265.13 \quad cm^3$$

$$M_u \leq \phi_m M_n, \phi_m = 0.9$$

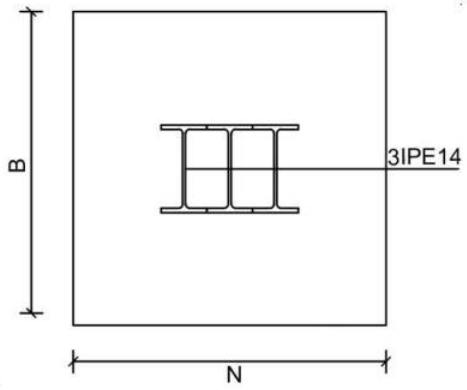
$$M_n = S_{Top} F_y$$

$$273996 \quad kg.cm \leq 0.9 \times 265.13 \times 2400 = 572680.8 \quad kg.cm$$

ابعاد سخت‌کننده‌ها برای تحمل خمش مناسب است.

مثال ۸-۶

صفحه ستونی که دارای نیروی محوری بدون لنگر و خروج از مرکزیت، برابر $200ton$ می باشد را مطابق شکل ۸ـ ۲۷ طراحی نمایید. ابعاد ستون $3IPE14$ و صفحه ستون در لبه یک فونداسیون نواری قرار دارد. بتن مصرفی در فونداسیون دارای مقاومت مشخصه برابر $210 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.



شکل ۳۴ـ۸ مقطع صفحه ستون (مثال ۸ـ۶)

حل:

ابتدا با توجه به مقطع ستون، صفحه ستون به صورت مربع و به ابعاد $50 \times 50cm$ انتخاب می شود و با مقایسه تنش موجود و مجاز فونداسیون، این ابعاد کنترل می گردد.

تنش فشاری مجاز در فونداسیون با فرض صفحه ستون در کنار آن

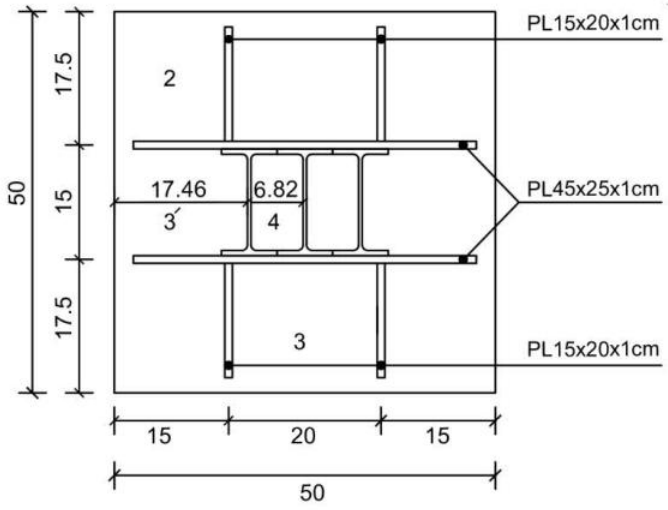
تنش فشاری موجود

$$f_u = \frac{P_u}{A_p} = \frac{200 \times 10^3}{50 \times 50} = 80 \leq 0.65 \times 0.85 \times 210 = 116.025 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

ابعاد فونداسیون مناسب می باشد.

گام ۱- ضخامت صفحه ستون

ضخامت صفحه ستون بر اساس نواحی موجود و آرایش سخت کننده ها طبق شکل ۸ـ۲۹ محاسبه می گردد.



شکل ۳۵ـ۸ نواحی مختلف و ابعاد فرض شده برای سخت کننده ها(ابعاد بر حسب سانتیمتر)

$$m_2 = \frac{q_{u2}a_2^2}{2} = \frac{80 \times 14.5^2}{2} = 8410 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$\frac{b_3}{a_3} = \frac{17}{19} = 0.89 \Rightarrow \beta_3 = 0.106$$

$$m_3 = \beta_3 q_{u3} a_3^2 = 0.106 \times 80 \times 19^2 = 3061.28 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$\frac{b_{3'}}{a_{3'}} = \frac{17.46}{14} = 1.25 \Rightarrow \beta_{3'} = 0.122$$

$$m_{3'} = \beta_{3'} q_{u3} a_{3'}^2 = 0.122 \times 80 \times 14^2 = 1912.96 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$\frac{b_4}{a_4} = \frac{14}{6.82} = 2.05 \Rightarrow \beta_4 = 0.125$$

$$m_4 = \beta_4 q_{u4} a_4^2 = 0.125 \times 80 \times 6.82^2 = 465.12 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

$$m = max(m_2, m_3, m_{3'}, m_4) = 8410 \quad \frac{kg.cm}{cm}$$

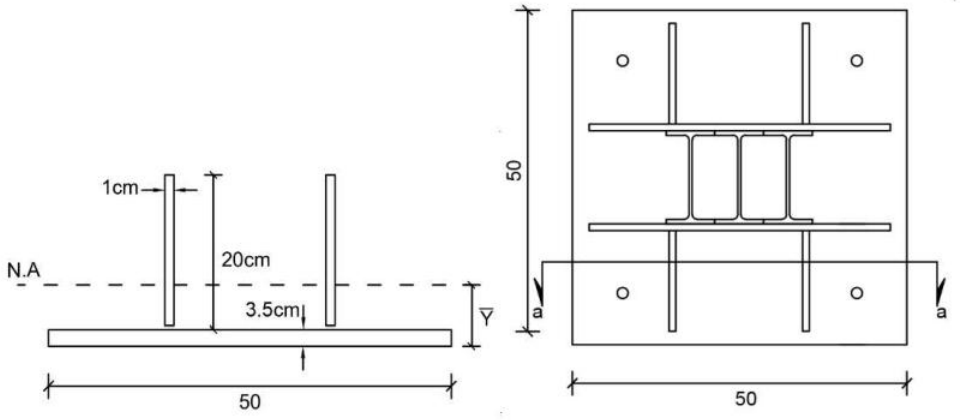
$$M_u \leq \phi_m M_n$$

$$8410 \leq 0.9 \times \frac{t_p^2}{4} \times 2400 \Rightarrow t_p \geq 3.94 \quad cm$$

بنابراین از ورق به ضخامت 4cm استفاده می شود. برای کاهش ضخامت صفحه ستون می توان از ورقهای اطراف صفحه ستون استفاده نمود. با توجه به روابط فوق از صفحه ستون به ابعاد $50 \times 50 \times 4cm$ استفاده می شود.

گام ۲- طراحی سخت‌کننده ها:

برای طراحی ابعاد لچکی ها دو برش $a - a$ و $b - b$ از صفحه ستون زده می‌شود. بر این اساس محاسبات به شرح زیر می‌باشد.



الف) مقطع صفحه ستون **ب) برش $a - a$**

شکل ۳۶ـ۸ نمایش مقطع مقاوم در برابر خمش برای طراحی سخت‌کننده

با توجه به شکل فوق کنترل ابعاد لچکی ها به صورت زیر انجام می شود.

$$\bar{Y} = \frac{Bt\frac{t}{2} + n_s\left(h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t\right)\right)}{Bt + n_{s(h_s t_s)}} = \frac{50 \times 4 \times 2 + 2(20 \times 1 \times 14)}{50 \times 4 + 2(20 \times 1)} = 4cm$$

$$I_s = \frac{1}{12}Bt^3 + Bt\left(\bar{Y} - \frac{t}{2}\right)^2 + n_s\left[\frac{1}{12}t_s h_s^3 + h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t - \bar{Y}\right)^2\right]$$

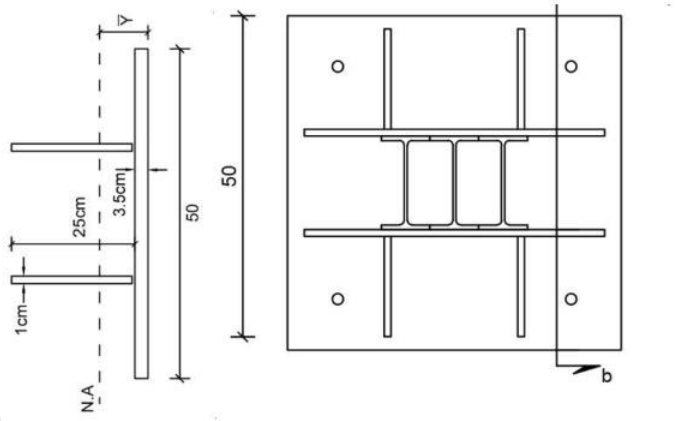
$$I_s = \frac{1}{12} \times 50 \times 4^3 + 50 \times 4 \times 2^2 + 2\left[\frac{1}{12} \times 1 \times 20^3 + 20 \times (10 + 4 - 4)^2\right] = 6400 \quad cm^4$$

$$S_{Top} = \frac{I_s}{C} = \frac{I_s}{h_s + t - \bar{Y}} = \frac{6400}{20 + 4 - 4} = 320 \quad cm^3$$

$$M_u = f_P B\frac{m^2}{2} = 80 \times 50 \times \frac{15^2}{2} = 450000 \quad kg.cm$$

$$450000 \quad kg.cm \leq 0.9 \times 320 \times 2400 = 691200 \quad kg.cm$$

بنابراین ابعاد سخت‌کننده‌ها مناسب می‌باشد.



الف) مقطع صفحه ستون ب) برش $b - b$

شکل ۳۷ـ۸ نمایش مقطع مقاوم در برابر خمش برای طراحی سخت‌کننده

گام ۳- ابعاد لچکی ها

با توجه به شکل فوق کنترل ابعاد لچکی ها به صورت زیر انجام می شود.

$$\bar{Y} = \frac{Bt\frac{t}{2} + n_s\left(h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t\right)\right)}{Bt + n_s(h_s t_s)}$$

$$\Rightarrow \bar{Y} = \frac{50 \times 4 \times 2 + 2(25 \times 1 \times 16.5)}{50 \times 4 + 2(25 \times 1)} = 4.9 \quad cm$$

$$I_s = \frac{1}{12}Bt^3 + Bt\left(\bar{Y} - \frac{t}{2}\right)^2 + n_s\left[\frac{1}{12}t_s h_s^3 + h_s t_s\left(\frac{h_s}{2} + t - \bar{Y}\right)^2\right]$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 50 \times 4^3 + 50 \times 4 \times (4.9 - \frac{4}{2})^2 + 2\left[\frac{1}{12} \times 1 \times 25^3 + 25 \times (12.5 + 4 - 4.9)^2\right]$$

$$= 11280.84 \quad cm^4$$

$$S_{Top} = \frac{I_s}{C} = \frac{I_s}{h_s + t - \bar{Y}} = \frac{11280.84}{25 + 4 - 4.9} = 468.08 \quad cm^3$$

$$M_u = f_P B \frac{m^2}{2} = 80 \times 50 \times \frac{17.5^2}{2} = 612500 \quad kg.cm$$

$$612500 \quad kg.cm \leq 0.9 \times 468.08 \times 2400 = 1011052.8 \quad kg.cm$$

بنابر این ابعاد سخت‌کننده‌ها مناسب می‌باشد.

۸-۱۵ موارد ویژه در طراحی صفحه ستون

در این قسمت نکات ویژه در طراحی صفحه ستون، در موارد خاص به شرح زیر مطرح می گردد.

۸-۱۵-۱ اثر خمش دو محوره در طراحی صفحه ستون

تحلیل دقیق مجموعه ورق صفحه ستون و میل‌مهارها، تحت اثر نیروی محوری و لنگرهای خمشی در دو راستا، به طور مستقیم و از روابط معمول مقاومت مصالح ممکن نیست، در نتیجه برای یافتن محل تار خنثی، باید از روش سعی و خطا استفاده نمود.

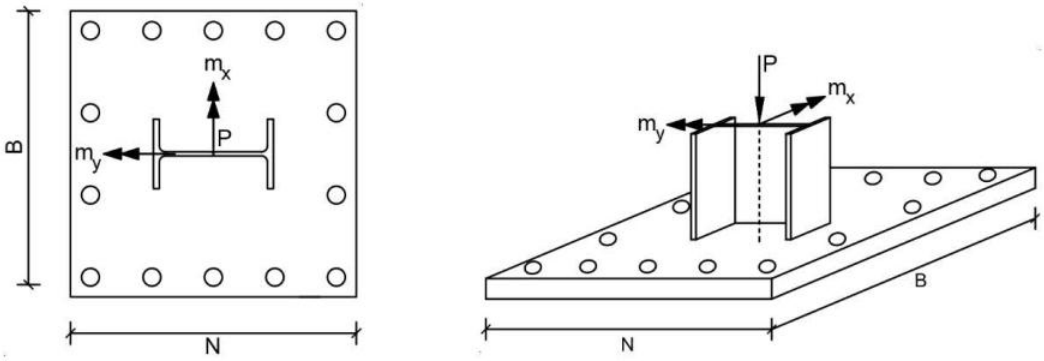
در روش سعی و خطا، ابتدا با توجه به خصوصیات لنگرهای خمشی در دو راستا، محل تار خنثی فرض می شود، سپس بر اساس آن و با توجه به توزیع تنش در زیر صفحه ستون، نیروی فشاری در زیر صفحه ستون(که برابر حجم هرم ناقص تنش های فشاری است) و نیروهای موجود در میل‌مهار محاسبه می شوند. در محاسبه نیروها با استفاده از سازگاری تغییرمکان ها، می توان رابطه بین بیشترین تنش فشاری و بیشترین نیروی میل‌مهار را تعیین نمود و این دو مجهول را با یک مجهول در معادلات تعادل جایگزین نمود.

پس از نوشتن معادلات تعادل نیروها در راستای قائم و لنگرها در دو راستای x و y اگر هر سه معادله برقرار شوند، نتیجه می شودکه راستا و وضعیت تار خنثی درست فرض شده است. در صورتی‌که تعادل برقرار نشود، باید با یک فرض جدید برای تار خنثی کلیه مراحل محاسبات تکرار شود.

۸-۱۵-۱-۱ راه حل ساده برای طراحی صفحه ستون با خمش دو محوره

با توجه به اینکه استفاده از روش دقیق در مسائل کاربردی و عملی وقت‌گیر می باشد و نیاز به فرضیات و سعی و خطا زیاد دارد، لذا می توان برای طراحی چنین صفحه ستون هایی از راه حل ساده شده زیر استفاده نمود.

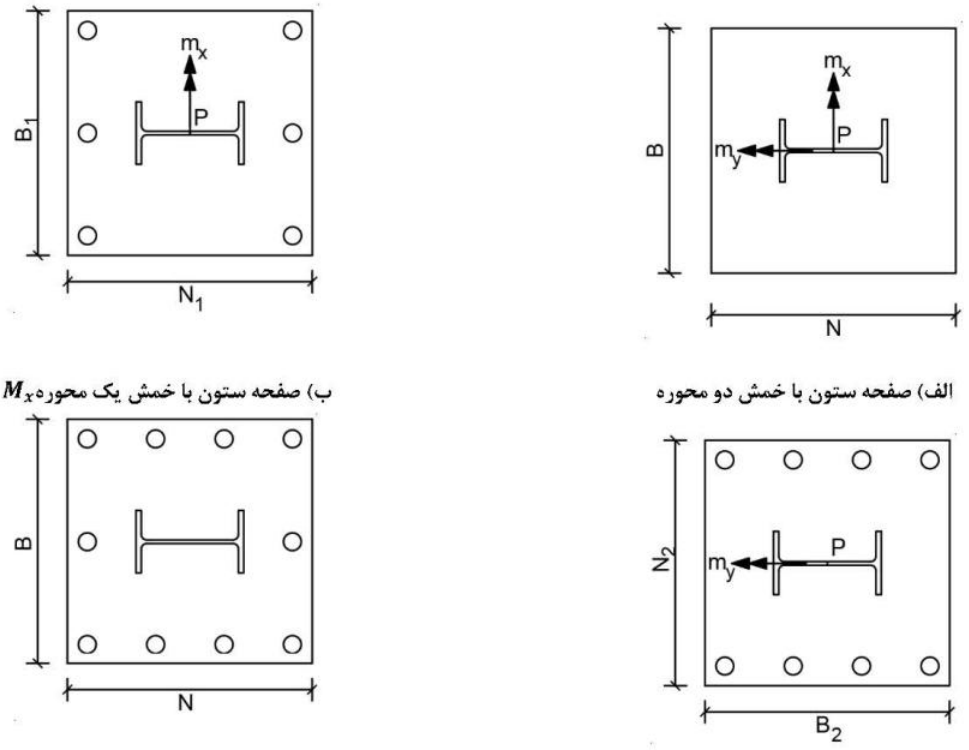
هنگامی‌که اتصال پای ستون‌گیردار باشد(مانند قرارگیری ستون در سیستم قاب خمشی در دو جهت) به صفحه ستون همراه نیروی محوری، لنگر خمشی در دو جهت نیز وارد می شود(طبق شکل ۸ـ۳۱).



الف) پلان ب) نمای سه بعدی

شکل ۳۸ـ۸ صفحه ستون تحت اثر نیروی محوری P و خمش دو طرفه M_xو M_y

برای طراحی، ابتدا صفحه ستون مورد بررسی به دو صفحه ستون تحت اثر نیروی محوری P و خمش یک محوره مجزا تبدیل می شود، سپس هر یک از صفحه ستونهای مذکور به طور مجزا طراحی و میل‌مهارهای مربوط به هریک به طور مجزا طبق قسمت (۸ـ۶) محاسبه می گردد، در انتها پوش (اجتماع اجزاء) دو حالت به عنوان طراحی نهایی منظور می گردد.(شکل ۸ـ۳۲)



الف) صفحه ستون با خمش دو محوره

ب) صفحه ستون با خمش یک محوره M_x

پ) صفحه ستون با خمش یک محوره M_y

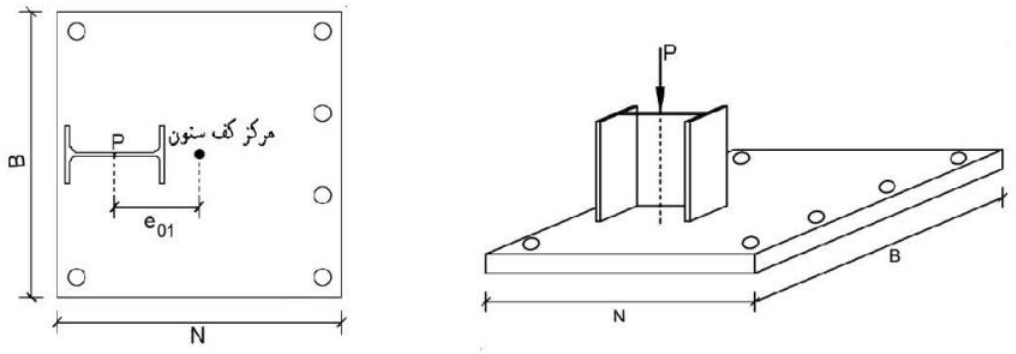
ت) طراحی نهایی صفحه ستون با خمش دو محوره

شکل ۳۹ـ۸ مراحل طراحی صفحه ستون تحت اثر نیروی P و خمش دومحوره

توجه: در نامگذاری نشان داده شده در شکل ۸ـ۳۲ـب و ۸ـ۳۲ـپ، N_1, N_2 بعد صفحه ستون در راستای خمش و B_1, B_2 بعد صفحه ستون در راستای عمود بر خمش می باشد.

۸-۱۵-۲ طراحی صفحه ستون با ستون مفصلی کنار

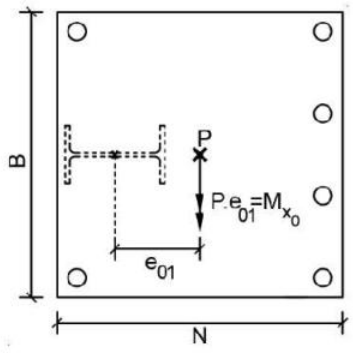
در پلان صفحه گذاری یک ساختمان، معمول آن است که ستون را در مرکز صفحه ستون قرار می دهند. اما در مرز زمین (مجاور همسایه یا خیابان) معمول آن است که ستون را در کنار صفحه ستون قرار می دهند تا از سطح زمین استفاده بهینه گردد. هنگامی که ستون در کنار صفحه ستون با اتصال مفصلی است، به صفحه ستون علاوه بر نیروی محوری، لنگر حاصل از خروج از مرکزیت هندسی (فاصله محور ستون تا محور صفحه ستون) طبق شکل ۸ـ۵۲ وارد می شود.



الف) پلان ب) نمای سه بعدی

شکل ۴۰ـ۸ صفحه ستون مفصلی با ستون کنار

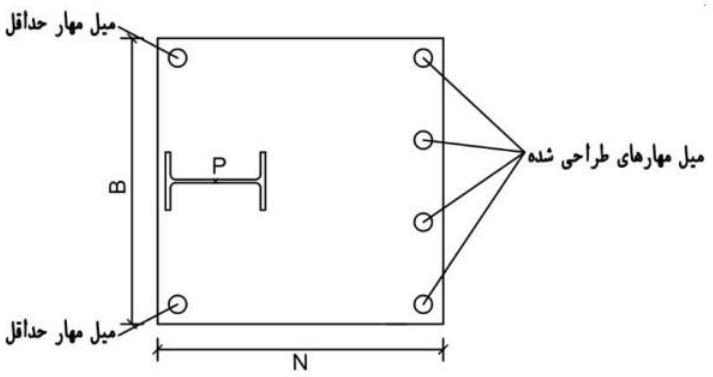
مدل تحلیلی شکل ۸ـ۳۳ـالف مانند شکل ۸ـ۳۴ می باشد.



شکل ۴۱ـ۸ مدل تحلیلی صفحه ستون مفصلی با ستون کنار

طراحی این نوع صفحه ستون، همانند طراحی صفحه ستون تحت اثر نیروی محوری P و خمش یک محوره طبق قسمت (۸ـ۶) می باشد.

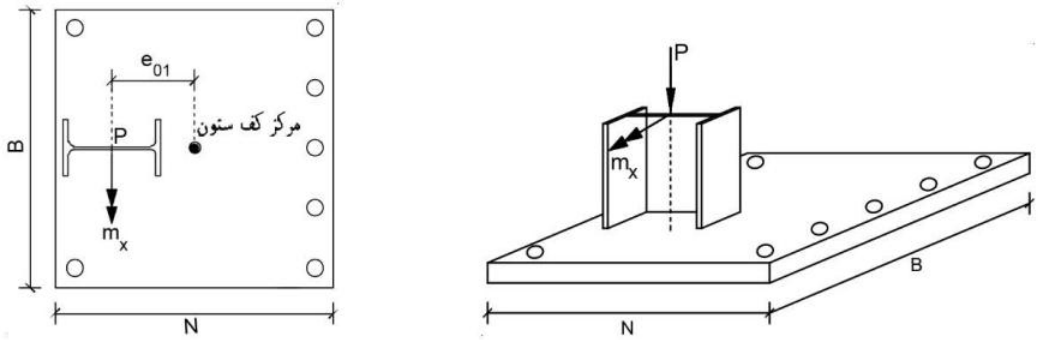
توجه: از آنجایی که نیروی محوری P تمایل دارد سمت راست صفحه ستون را به کشش بیندازد، میل‌مهارهای طراحی شده در وجهی از صفحه ستون قرار می‌گیرند که تحت کشش می باشد. از آنجایی که جهت لنگر صفحه ستون، عوض نمی شود، نیازی به تأمین میل‌مهار در وجه فشاری نمی باشد (میل‌مهارهای سمت فشاری با حداقل لازم در نظر گرفته می شود).



شکل ۴۲ـ۸ آرایش میل‌مهارها در صفحه ستون کنار

۸-۱۵-۳ طراحی صفحه ستون با ستون گیردار کنار

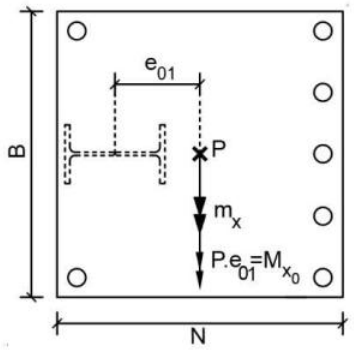
زمانی که ستون به علت قرار گرفتن در مجاورت همسایه یا خیابان در مرز زمین، در کنار صفحه ستون قرار می‌گیرد(ستون عضوی از قاب خمشی در یک جهت می باشد) به صفحه ستون علاوه بر نیروی محوری و لنگر خمشی (وارده شده از قاب خمشی بر اساس تحلیل سازه) لنگر حاصل از خروج از مرکزیت هندسی (فاصله محور ستون تا محور صفحه ستون) طبق شکل ۸ـ۳۶ نیز وارد می شود.



الف) پلان ب) نمای سه بعدی

شکل ۴۳ـ۸ صفحه ستون گیردار با ستون کنار

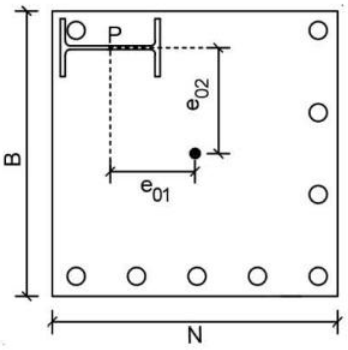
مدل تحلیلی شکل ۸ـ۳۶ـالف طبق شکل ۸ـ۶۰ می باشد. طراحی این نوع صفحه ستون، مانند طراحی صفحه ستون تحت اثر نیروی محوری Pو خمش یک محوره طبق قسمت(۸ـ۶) می باشد.



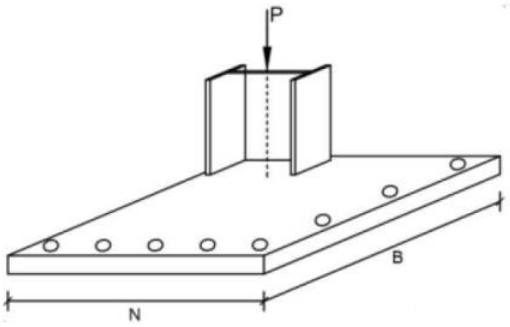
شکل ۴۴ـ۸ مدل تحلیلی صفحه ستون گیردار با ستون کنار

۸-۱۵-۴ طراحی صفحه ستون با ستون مفصلی گوشه

زمانی که ستون به علت مجاورت همسایه یا خیابان در مرز زمین، در گوشه صفحه ستون قرار می گیرد، به صفحه ستون علاوه بر نیروی محوری، لنگرهای ناشی از خروج از مرکزیت های هندسی در دو جهت نیز طبق شکل ۸ـ۳۸ وارد می شود.



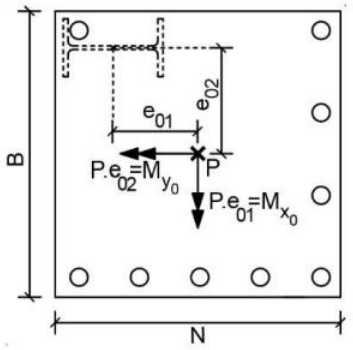
الف) پلان



ب) نمای سه بعدی

شکل ۴۵ـ۸ صفحه ستون مفصلی با ستون گوشه

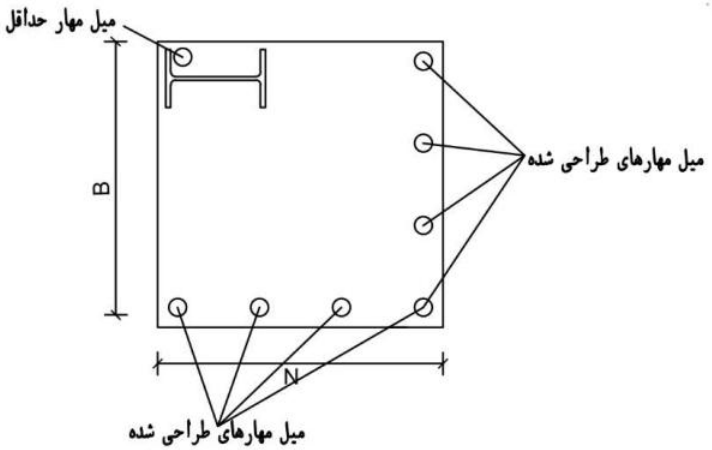
وجود خروج از مرکزیت های هندسی e_{o1} و e_{o2} به صفحه ستون لنگرهای خمشی M_{x_o} و M_{y_o} وارد می کنند. مدل تحلیلی شکل ۸ـ۳۸ـالف طبق شکل ۸ـ۳۹ می باشد.



شکل ۴۶ـ۸ مدل تحلیلی صفحه ستون مفصلی با ستون گوشه

طراحی این نوع صفحه ستون، همانند طراحی صفحه ستون با خمش دو محوره طبق قسمت (۸ـ۸ـ۱) می باشد.

توجه: از آنجایی که نیروی P تمایل دارد سمت راست و پایین صفحه ستون را به کشش بیندازد، میل‌مهارهای طراحی شده در وجوهی از صفحه ستون قرار می‌گیرند که تحت کشش می باشند، در وجه دیگر صفحه ستون استفاده از حداقل میل‌مهار کفایت می‌نماید (شکل ۸ـ۴۰).



شکل ۴۷ـ۸ آرایش میل‌مهارها در صفحه ستون گوشه

توجه: برای تعیین بحرانی ترین ترکیب بار که در طراحی صفحه ستون می بایست مورد توجه قرار گیرد، توجه به موارد زیر ضروری است:

الف) صفحه ستون برای آن ترکیب باری طراحی می شود که در طراحی ستون بکار رفته است.

ب) صفحه ستون برای ترکیب باری کنترل می شود که در آن مقدار خروج از مرکزیت $\left(e = \frac{M}{P}\right)$ حداکثر باشد.

۸-۱۵-۵ نکات اجرایی

در این قسمت نکات اجرایی جزئیات صفحه ستون و نحوه اتصال آنها ذکر می شود.

۸-۱۵-۵-۱ میل‌مهار

میل‌مهارها تا حصول مقاومت کششی کل باید در بتن شالوده مهار شوند. میل‌مهارها معمولاً از دنده کردن میلگردهای صاف (بدون آج) ساخته می شوند. اگرچه استفاده از میلگرد آج دار پیوستگی بیشتری با بتن دارد لکن از آنجایی که شواهد زیادی از وقوع شکنندگی در ناحیه دنده شده میلگردهای آج دار $AIII$ در کارگاه ها مشاهده شده است، لذا استفاده از این نوع میلگردها به عنوان میل‌مهار توصیه نمی شود مگر آنکه عدم شکنندگی آنها به وسیله آزمایش تایید گردد. در صورت نیاز به مقاومت زیاد، استفاده از میلگردهای $Ck45(F_u = 6000\frac{kg}{cm^2})$ برای میل‌مهار قابل توصیه است که دارای شکل پذیری مناسب می باشد.

برای ایجاد مهار مکانیکی، انتهای میل‌مهار به صورت قلاب و یا مستقیم استفاده می شود. برای محاسبه طول مهاری می توان از روابط فصل هجدهم مبحث نهم مقررات ملی ایران برای میلگردهای قلاب دار در کشش استفاده نمود.

معمولاً قطر میل‌مهارها را بین ۲۰ تا ۶۰ میلیمتر در نظر می‌گیرند و قطر سوراخ صفحه ستون را حدود ۶ میلیمتر بزرگ تر از قطر میل‌مهار انتخاب می‌کنند. تنظیم کف ستونها و تراز کردن آنها توسط مهره‌هایی به نام مهره های تنظیم(دو مهره) انجام می‌شود.

- برای بستن و تنظیم راحت مهره‌ها توصیه می‌شود بین مرکز میل‌مهارها تا کنار صفحات، فاصله‌ای حداقل مساوی ۲ برابر قطر میل‌مهار رعایت گردد.

طول دنده شده انتهای میل‌مهارها بسته به نوع صفحه ستون و بزرگی نیروها معمولاً بین ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

صفحه ستون ها و میل‌مهارهای داخل فونداسیون ها که ستون به آنها بسته می شوند، باید قبل از بتن ریزی از نظر فواصل و محورها در تمام ارتفاع و تراز در هر مرحله دقیقا کنترل شود.

- صفحه ستون بایستی توسط میل‌مهارهایی که در بتن کار گذاشته شده، در جای خود ثابت و تنظیم گردد. برای اتصال صفحه ستون به فونداسیون، حداقل از ۴ میل‌مهار به قطر ۲۰ میلیمتر $(4\Phi 20)$ در ۴ گوشه صفحه، استفاده می‌شود.

در ستونهایی که فقط تحت اثر نیروی محوری خالص قرار دارند، میل‌مهارها پس از اجرای کف ستون، نقش باربری ایفا نمی‌کنند، ولی در هنگام اجرا و نصب ستون، برای جلوگیری از افتادن ستون و اتصال ستون به صفحه ستون و صفحه ستون به فونداسیون دارای نقش اساسی هستند. در ستونهایی که علاوه بر نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی را نیز از طریق صفحه ستون به فونداسیون منتقل می‌کنند، عملکرد میل‌مهارها در تحمل کشش و برش دارای اهمیت است.

۸-۱۵-۵-۲ صفحه ستون

در اجرای صفحه ستون رعایت نکات زیر توصیه می‌شود:

الف) تا حد امکان ابعاد صفحه ستون و محل قرارگیری میل‌مهارها حول هر دو محور متقارن باشند، این کار موجب می‌شود که اگر صفحه ستون ۹۰ درجه دوران یابد، از راستای صحیح خود خارج نشود. در نتیجه هیچ مشکل اجرایی در هنگام نصب به وجود نخواهد آمد.

- برای بستن و تنظیم راحت مهره‌ها توصیه می‌شود بین مرکز میل‌مهارها تا کنار صفحات، فاصله‌ای حداقل مساوی ۲ برابر قطر میل‌مهار رعایت گردد.
- توصیه می‌شود ابعاد صفحه ستون مضربی از ۵ سانتیمتر انتخاب شود.
- ابعاد صفحه ستون به گونه‌ای انتخاب شود که فضای کافی برای قرارگیری مقطع ستون، وسایل اتصال ستون به صفحه، سوراخها و واشرهای مورد نیاز وجود داشته باشد. بنابراین توصیه می‌شود اندازه صفحه ستون از هر طرف، حداقل ۷ سانتیمتر بیش از بعد ستون در همان راستا باشد.

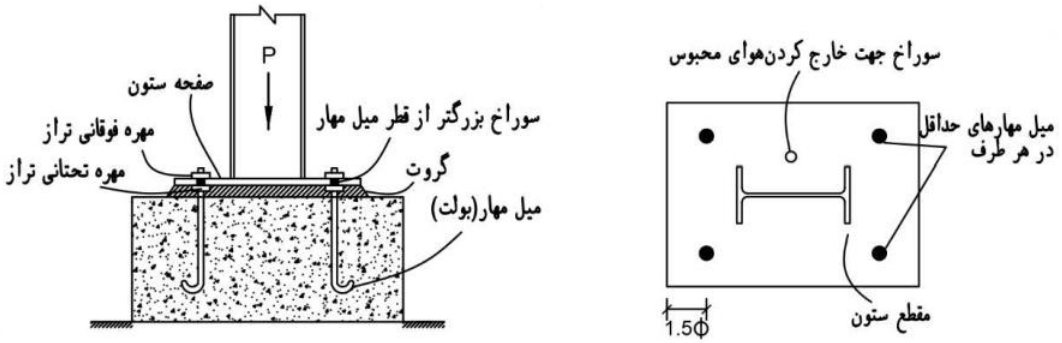
د) تا حد امکان سعی شود از یک قطر میل‌مهار برای تمام کف ستونها استفاده شود تا اولا نیاز به سر مته‌های متفاوت جهت سوراخ کاری نباشد، ثانیاً اشتباه در جا به جا کردن میل‌مهارها به وجود نیاید.

معمولاً اجرای صفحه ستون به دو صورت امکان پذیر است:

الف) ستون و صفحه ستون در محل کارخانه توسط جوش، کاملاً به هم متصل شده و مجموعه آنها از طریق میل‌مهارهایی که قبلاً در فونداسیون کار گذاشته شده‌اند و از سطح آن بیرون آمده است، به فونداسیون متصل می‌شوند. در این حالت و در مرحله اجرای فونداسیون از صفحه ستون فرعی (شابلون) مشابه با صفحه ستون اصلی استفاده می شود که این شابلون دقیقا مشابه صفحه ستون اصلی است، فقط ضخامت آن کوچکتر است.

ب) ستون و صفحه ستون به صورت جداگانه نصب می‌شوند. در این حالت ابتدا صفحه ستون و فونداسیون در تراز مناسب اجرا شده و سپس ستون توسط نبشیهای نگهدارنده و یا ورقهای اتصال به صفحه ستون متصل می‌شود. معمولاً به علت سهولت در اجرا این روش کاربرد بیشتری دارد.

برخی جزئیات اجرایی صفحه ستون در شکل زیر شان داده شده است. بر این اساس رعایت نکات زیر در هنگام اجرا توصیه می‌شود:



شکل ۴۸ـ۸ جزئیات اجرایی صفحه ستون‌ها

الف) قبل از بتن ریزی فونداسیون، صفحه در محل مورد نظر قرار می گیرد و سپس شروع به بتن ریزی می‌شود، تا قبل از گیرش نهایی بتن، صفحه را جداکرده و پس از گیرش نهایی بتن و انجام افت کامل آن، صفحه ستون به فاصله حدود $2cm$ از سطح بتن قرار می گیرد و کاملاً تراز می شود و پس از آن فاصله بین صفحه ستون و بتن فونداسیون با ملات غیر انقباضی (گروت) کاملاً پر می‌گردد. این

کار به منظور جلوگیری از تمرکز تنش و ایجاد سطح صاف در زیر صفحه ستون انجام می‌گیرد. برای اطمینان بیشتر از خروج کامل هوا از زیر صفحه، قبل از پرکردن گروت، سوراخی اضافی برروی صفحه ستون ایجاد می‌شود تا حباب هوا از آن خارج گردد.

ج) گیرداری صفحه ستون به فونداسیون با حصول دو شرط زیر امکان پذیر می باشد:

گیرداری اتصال پای ستون به صفحه ستون:

هنگامی که جوش کافی برای انتقال نیروی محوری، ممان و برش از پای ستون به صفحه ستون وجود داشته باشد، پای ستون به صفحه ستون، گیردار محسوب می شود. استفاده از جوش نفوذی پای ستون به صفحه، توصیه می شود. در همین ارتباط وجود سخت کننده ها با اضافه کردن طول جوش به انتقال بهتر نیروها از ستون به صفحه ستون، کمک شایانی می نمایند.

گیرداری صفحه ستون به فونداسیون:

نیروهایی که از ستون به صفحه ستون منتقل شده اند باید به فونداسیون انتقال یابند که این انتقال توسط میل‌مهارهای طراحی شده که کشش ناشی از لنگر را تحمل می کنند، صورت می گیرد. در نتیجه اگر تعداد میل‌مهارها به اندازه ای باشد که بتوانند لنگر را به فونداسیون منتقل نمایند، این شرط گیرداری نیز تامین می شود. بخاطر همین موضوع است که باید طول گیرداری میل‌مهارها به اندازه کافی باشد تا در زلزله، لغزش اتفاق نیفتد و بتواند برش، نیروی محوری و لنگر را از صفحه به بتن، انتقال دهد.

به طور مثال اگر یک صفحه ستون دارای تعداد زیادی سخت کننده باشد که شرط گیرداری ستون به صفحه ستون را ارضاء نماید، اما فقط با میل‌مهار حداقل به فونداسیون متصل باشد، از آنجایی که شرط گیرداری صفحه ستون به فونداسیون ارضاء نمی شود، می توان آنرا گیردار در نظر نگرفت.

۸-۱۵-۵-۳ اتصال ستون به صفحه ستون

اتصال ستون به صفحه ستون هم می تواند مفصلی باشد (که لنگر موجود در ستون را به فونداسیون منتقل نکند) و هم می تواند گیردار باشد (که لنگر موجود در ستون را به فونداسیون منتقل می کند).

محل اتصال پای ستون به ورق صفحه ستون (که باید بارهای فشاری، برشی و همچنین لنگرها را به صفحه منتقل کند) پس از پخ زدن، با جوش نفوذی کامل، پر می شود، این جوش نفوذی در اتصال گیردار پای ستون بدون سخت کننده، برش پای ستون و برش ناشی از کشش لنگر را تحمل می کند.

در صورتیکه ستون در تماس کامل با صفحه ستون باشد (که سطح ستون در محل اتصال آن به صورت گونیا بریده شده و سنگ زده شود) می توان از جوش گوشه برای اتصال استفاده نمود. در این حالت، جوش گوشه برش پای ستون و برش ناشی از کشش لنگر (که با هم جمع برداری شده اند) را تحمل می کند.

۸-۱۵-۵-۴ اتصال سخت کننده ها(لچکی ها) به ستون و صفحه ستون

سخت کننده ها (لچکی ها) در صفحه ستون به منظور افزایش مقاومت آن در تحمل لنگر خمشی در هر دو جهت بکار می رود، در نتیجه نحوه اتصال آن به ستون و صفحه ستون مهم می باشد. سخت کننده هایی که عمود بر ورق صفحه ستون هستند، اتصال آنها به ستون در ضخامت بال ستون با جوش نفوذی کامل می باشد. اتصال این ورقها به ستون در عرض بال ستون معمولاً توسط جوش گوشه

می باشد. اتصال این سخت کننده ها به صفحه ستون که باید برش ناشی از کشش لنگر را تحمل کنند، توسط دو خط جوش گوشه در دو طرف آن حاصل می شود.

۸-۱۵-۵-۵ گروت

بعد از تراز نمودن ستون، می‌توان فضای خالی بین صفحه ستون و سطح فونداسیون را با ملات مقاومی به نام گروت پر نمود. گروت ماده‌ای بتنی متشکل از سیمان، مواد منبسط شونده و ماسه‌های سیلیسی می‌باشد که مقاومت فشاری بالایی دارد و در زمان گیرش، ازدیاد حجم پیدا می‌کند. بدین منظور باید اطراف صفحه ستون را با تخته و یا یک حلقه لاستیکی محصور نموده و گروت را توسط پمپ به زیر صفحه ستون از یک طرف تزریق نمود تا هوا از سمت دیگر خارج شده و زیر صفحه ستون کاملا پر شود. بعضاً در اجرا، صفحه ستون را باز کرده و گروت را در زیر صفحه ستون پخش نموده و سپس صفحه ستون را کار می‌گذارند که این روش توصیه نمی شود. در خصوص زمان گروت ریزی در مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان ایران تصریح شده است که تکمیل اتصالات سازه ای و پر کردن ملات زیر صفحه ستون نصب شده، نباید تا هنگامی که بخش قابل قبولی از سازه، تراز، شاقول، هم بر و مهاربندی شده باشد، انجام شود.

۱۶-۸ تستهای فصل هشتم

۱. در یک سازه فولادی با سیستم دوگانه ، نیروحای محوری وارد بر کف ستون یک ستون میانی ، ناشی از بارهای مرده، زنده و زلزله (که بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و در نظر گرفتن اثر 30% زلزله جهت متعامد محاسبه شده است) ، بدون هرگونه ضریبی به ترتیب 1250kN ، +470kN،+600kN+است(علامت مثبت به معنای فشاری بودن نیرو است). با توجه به اینکه اطلاعات دیگری در دسترس نیست، بر اساس این اطلاعات ، حداقل سطح مقطعی اسمی کل میل مهارها به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود ؟ بتن شالوده از رده C25 و میل مهارها از قطعات دندانه شده از جنس CK45(Ft=600 MPa) فرض شود.

۱) 5745mm^2 ۲) 11365mm^2

با توجه به اینکه تنها نیروی محوری داده شده است، باید مطابق بند زیر باید از ترکیب بار زلزله تشدید یافته استفاده کنیم. میل مهارهای کف ستون باید بتوانند کل کشش وارد بر کف ستون را تحمل کنند. در رابطه زیر کشش مثبت فرض شده است:

$$T_u = 0.9D - \Omega_0(1.4E) = 0.9 \times (-600) + 2.5(1.4 \times 1250) = +3835\ kN$$

$$T_u < \varphi F_{nt} A_{nb}$$

$$3835000 < 0.75(0.75 \times 600)A_{nb} \rightarrow 11363mm^2 < A_{nb}$$

۸-۱۷ مسائل فصل هشتم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیلها و ورقها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.

ـ وزن تیر به صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.

ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۸-۱

ستونی با مقطع $IPB20$ نیروی مرده محوری P_D و نیروی زنده محوری $P_L = 15ton$ را تحمل می‌کند. اگر ابعاد پی $150 \times 150cm$ باشد، ابعاد صفحه ستون را طرح نمایید. مقاومت نهایی بتن $f'_c = 0.21 \frac{ton}{cm^2}$ می باشد.

$$P_D = (1.5\kappa)ton$$

تمرین ۸-۲

در آنالیز یک سازه پاسخهای زیر برای واکنشهای تکیه‌گاهی بدست آمده است:

$$M_{ux} = (\kappa)ton.m, \quad M_{uy} = 22ton.m, \quad P_u = 65ton, \quad V_u = 10ton$$

ابعاد پای ستون $b_c \times h_c = 25cm \times 30cm$ و مقاومت مجاز بتن $f'_c = 0.21 \frac{ton}{cm^2}$ می‌باشد.

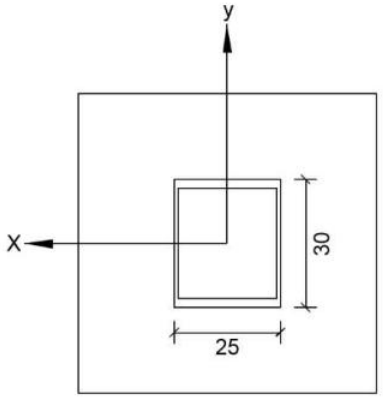
مطلوبست محاسبه صفحه ستون:

الف) اگر برای طراحی صفحه ستون فقط از M_{ux}, V_u, P_u استفاده شود.

ب) اگر برای طراحی صفحه ستون فقط از M_{uy}, V_u, P_u استفاده شود.

ج) برای هر دو حالت الف و ب از سخت‌کننده برای طراحی صفحه ستونها استفاده شود.

د) پاسخهای بدست آمده از حالات الف و ب و ج را با هم مقایسه و بحث کنید.



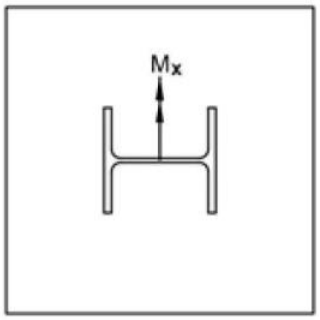
تمرین ۸-۳

ستونی با مقطع $IPB28$ نیروی محوری نهایی P_u و لنگر خمشی نهایی $10ton.m$ را از طریق صفحه ستون به پی انتقال می‌دهد. مقاومت مجاز بتن $f'_c = 0.21 \frac{ton}{cm^2}$ می باشد. مطلوبست:

الف) تعیین ابعاد صفحه ستون بدون سخت‌کننده.

ب) تعیین ابعاد صفحه ستون با سخت‌کننده.

$$P_u = (3\kappa)ton$$



تمرین ۸-۴

ستونی با مقطع قوطی $26cm \times 26cm \times 1.1cm$ بر صفحه ستونی به ابعاد $50 \times 50cm$ قرار دارد. نیروی محوری نهایی ستون P_u و لنگر خمشی نهایی $18ton.m$ می‌باشد. اگر حداکثر ضخامت ورق موجود در بازار $1.0cm$ باشد، صفحه ستون و سپس میل‌مهارها را طراحی نمایید.

$$P_u = (2\kappa)ton$$

تمرین ۸-۵

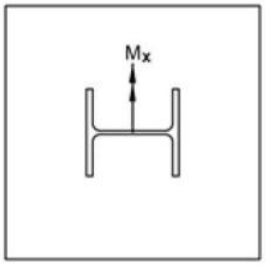
ستونی با مقطع $IPB28$ از طریق صفحه ستون، بر پی به ابعاد $200 \times 200cm$ قرار دارد. نیروی نهایی محوری P_u و لنگر خمشی $8ton.m$ و نیروی برشی $7ton$ می‌باشد. مقاومت مجاز بتن $f'_c = 0.2 \frac{ton}{cm^2}$ می باشد. مطلوبست:

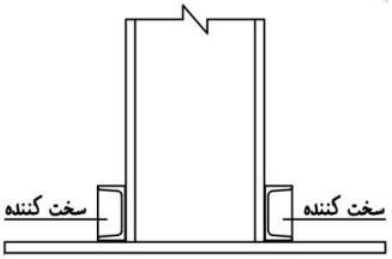
الف) ابعاد صفحه ستون را تعیین نمایید.

ب) در صورتی‌که ورق موجود در بازار دارای ضخامت حداکثر تا $1.0cm$ باشد، ورقهای تقویتی را طراحی کنید.

ج) اگر اتصال پای ستون را بخواهیم از ناودانی طراحی کنیم، ابعاد صفحه ستون را طراحی کنید.

$$P_u = (2\kappa)ton$$





طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

پیشگفتار

درس طراحی سازه‌های فولادی از دروس اصلی دانشجویان رشته مهندسی عمران است. دانشجویان در طول دوره کارشناسی، پس از فراگیری دروس استاتیک، مقاومت مصالح و تحلیل سازه‌ها، با اصول طراحی آشنا می‌شوند.

کتابی که پیش رو دارید، با عنوان «**طراحی کاربردی سازه‌های فولادی ـ جلد دوم**»، حاصل بخشی از تجربیات، تحقیقات مؤلفین و ماحصل سال‌های طولانی تدریس در دانشگاه‌های کشور است. تلاش بر آن بوده تا ضمن تشریح مطالب، اصول و ضوابط طراحی باتکیه‌بر جنبه کاربردی آنها مورد بررسی قرار گیرد. ازاین‌رو مطالب این مجموعه می‌تواند علاوه بر دانشجویان، موردتوجه مهندسان شاغل در حرفه مهندسی عمران حرفه‌ای نیز قرار گیرد. باتوجه‌به تغییرات مهم ویرایش سال ۱۳۹۲ در مبحث دهم مقررات ملی (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) و تاکید بر طراحی به روش LRFD، مجموعهٔ حاضر بر مبنای روش طراحی LRFD منطبق بر ضوابط آیین‌نامه ایران بنا شده است. در تنظیم فصل‌های کتاب، سعی شده ارتباط مطالب آن با رعایت پیش‌نیاز و اولویت باشد.

در فصل ابتدا، «**خمش دومحوره در طراحی تیرها**» مورد بررسی قرار می‌گیرد. رئوس کلی این فصل شامل تقویت تیر، بازتوزیع لنگر مربوط به طرح تیر سراسری با ورق تقویت و مواردی ازاین‌قبیل است. در سال‌های اخیر با گران شدن قیمت فولاد استفاده از تیرهای لانه‌زنبوری رایج شده است که ضوابط خاص طراحی این تیرها موردبحث قرار می‌گیرد. موضوع بررسی تیر تحت بارهای متمرکز شدید از مواردی است که باید کنترل گردد. چنانچه خمش حول محور x در یک مقطع با خمش حول محور y همزمان اتفاق افتد، طراحی تیر با خمش دو محوره نیز باید کنترل شود.

فصل بعدی به «**طراحی اتصالات پیچی**» اختصاص دارد. در این فصل ضمن آشنایی با مزایا و معایب اتصالات پیچی، به بررسی پیچ‌های معمولی و پرمقاومت پرداخته می‌شود. سپس اتصالات اتکایی و اصطکاکی بررسی می‌شود. در قسمت بعد اتصالات پیچی تحت اثر برش با خروج مرکزیت، اتصالات پیچی تحت اثر توأم‌کشش و برش و اتصالات پیچی تحت اثر خمش مورد بررسی قرار می‌گیرد.

«**طراحی جوش**» موضوع فصل بعدی است. در این فصل ضمن آشنایی با فرایندهای جوشکاری، انواع اتصالات جوشی، انواع جوش، وضعیت‌های جوشکاری، معایب و نواقص جوشکاری مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس آزمایش‌های جوش معرفی می‌گردد و مشخصات طراحی انواع جوش مورد بررسی قرار می‌گیرد. در انتها نیز به طراحی اتصال متعادل، طراحی جوش گوشه تحت اثر نیروی برش خالص، تحت اثر برش و پیچش و همچنین طراحی جوش گوشه تحت اثر برش و خمش پرداخته می‌شود.

در فصل بعد، «**طراحی اتصالات جوشی**» مطرح می‌گردد. این فصل به معرفی اتصالات تیر به ستون پرداخته می‌شود. در همین راستا به طراحی انواع اتصالات ساده و اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با انواع شکل‌پذیری پرداخته می‌شود.

در فصل آخر، «**طراحی مهاربندها**» مطرح می‌گردد. در این فصل به معرفی و بررسی قاب‌های همگرا و واگرا پرداخته شده است و در همین راستا به طراحی قاب‌های ساده با مهاربندی همگرای ویژه و همگرای معمولی پرداخته می‌شود. سپس طراحی مهاربندهای واگرا به همراه جزئیات آن موردبحث قرار می‌گیرد. پس از آن اتصالات همگرا و واگرا مورد بررسی قرار می‌گیرد و در انتها، «**جداول پیوست و منابع و مراجع**» ارائه شده است.

تهیه متن و بازسازی عکس‌ها و جداول این کتاب باهمت سرکار خانم مهندس رضائی و آقای مهندس عسکریان صورت پذیرفت که جا دارد از دقت نظر به‌عمل‌آمده در تنظیم مطالب و اضافه‌کردن مثال‌های کاربردی آن، تشکر و قدردانی گردد. لازم به ذکر است روند کلی

انتخاب مطالب و ترتیب فصل‌بندی مشابه کتاب طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد اول و جلد دوم) می‌باشد. کتاب مذکور در دو مجلد توسط انتشارات دانشگاه سمنان در سال ۱۳۹۳ به چاپ رسید و تهیه مطالب آن باهمت آقای مهندس خاتمی صورت پذیرفت.

در خاتمه از زحمات جناب آقای مهندس فرهنگ فرخ‌شاهی در تنظیم و تکمیل متن، بازخوانی کتاب و اعمال اصلاحات نهایی، تشکر و قدردانی می‌گردد.

بدیهی است که این مجموعه خالی از خطاهای علمی و چاپی نیست. تذکر کتبی دانشجویان، اساتید، محققان و مهندسان عزیز ما را در تصحیح چاپ‌های بعدی یاری نموده و موجب غنای بیشتر مطالب خواهد شد؛ لذا خواهشمند است هرگونه نقطه‌نظر اصلاحی و تکمیلی خود را به پست الکترونیکی اینجانب ارسال نمایید.

پیش‌گفتار پاییز ۱۴۰۱

مطالب این جزوه متناسب با تغییرات انجام‌شده در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۴۰۱، در حال ویرایش و تکمیل می‌باشد.

گرامی – وقار
Mgerami@semnan.ac.ir
پاییز ۱۴۰۱

فهرست مطالب

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک):

فصل ۱ ـ کلیاتی از اصول طراحی سازه‌های فولادی

فصل ۲ ـ طراحی قطعات کششی

فصل ۳ ـ طراحی قطعات فشاری

فصل ۴ ـ طراحی قطعات خمشی

فصل ۵ ـ مباحث تکمیلی در تیرها

فصل ۶ ـ طراحی تیرهای مرکب

فصل ۷ ـ طراحی تیر ستون

فصل ۸ ـ طراحی کف ستون

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دو):

فصل ۹ ـ طراحی اعضاء تحت پیچش

فصل ۱۰ ـ طراحی اتصالات پیچ‌ومهره‌ای

فصل ۱۱ ـ طراحی جوش

فصل ۱۲ ـ طراحی اتصالات مفصلی

فصل ۱۳ ـ طراحی اتصالات صلب

فصل ۱۴ ـ طراحی مهاربند

فصل ۱۵ ـ طراحی سیستم‌های نوین مهار جانبی

مراجع

پیوست

فصل ۹

طراحی اعضاء تحت پیچش

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دوم) ـ محسن گرامی

مطالب فصل:

۹ـ۱	پیشگفتار
۹ـ۲	اثر پیچش بر اعضای سازه
۹ـ۳	پیچش خالص
9-4	پیچش تابیدگی
۹ـ۵	تحلیل پیچش
۹ـ۶	تکیهگاه پیچشی مفصلی و تکیهگاه پیچشی صلب
9-7	لنگر خمشی Muf ناشی از لنگر پیچشی Tu
۹ـ۸	محاسبه ضریب β
۹ـ۹	تحلیل تیر تحت لنگر پیچشی
۹ـ۱۰	طراحی تیر برای لنگر پیچشی
۹ـ۱۱	تمرین‌های فصل نهم

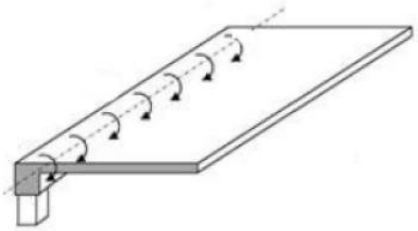
۹-۱ پیشگفتار

در طراحی اعضای سازه در بعضی موارد اعضاء تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارند و لازم است که پیش‌بینی مقتضی جهت کنترل آن‌ها انجام گیرد. لنگر پیچشی به اعضای سازه‌هایی نظیر پل‌ها و ساختمان‌های معمولی به‌صورت مستقیم وارد نمی‌شود و معمولاً در اثر بارهای خارج از مرکز در اعضای این‌گونه سازه‌ها پدید می‌آید. هر چند لنگر پیچشی در بسیاری از موارد تنها بار وارده بر اعضای ساختمان‌های معمولی و پل‌ها نیست، ولی چنانچه تنش‌های حاصل از آن به خوبی شناسایی و کنترل نشوند، ممکن است باعث بروز خرابی در اینگونه سازه‌ها شوند.

چنانچه خوانندگان تا حدی با مبحث پیچش در درس مقاومت مصالح آشنا شده‌اند، تحلیل پیچش در سرفصل‌های پیچش در مقاطع توپر، مقاطع جدارنازک‌باز و مقاطع جدارنازک‌بسته قابل بررسی است. به دلیل کاربرد مقاطع I شکل در ساختمان، در این فصل روش تحلیل ساده اعضای I شکل تحت پیچش ارائه و مرور می‌شود. برای اطلاع از روابط محاسباتی کامل مقاطع مختلف، به مراجع مقاومت مصالح و تحلیل سازه مراجعه شود.

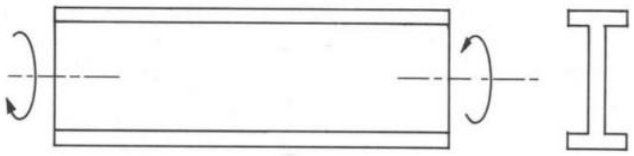
۹-۲ اثر پیچش بر اعضای سازه

در ساختمان، انواع بار ثقلی و جانبی وجود دارد که می‌توانند در اعضای سازه، ایجاد پیچش بنمایند. تیرهای تکیه‌گاه سقف طره‌ای، نمونه بارز ایجاد پیچش در تیر هستند. بار پیچشی ایجاد شده در تیر، از نوع گسترده بوده که در طول عضو بر آن اعمال می‌شود.



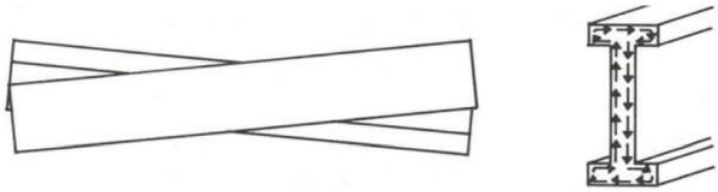
شکل ۹-۱ بار پیچشی گسترده خطی

هنگامی که مقطع عضو تحت اثر لنگر پیچشی قرار گیرد، اثر بار اعمال شده هم در چرخش مقطع و هم در تغییرشکل اجزاء (در طول عضو) قابل مشاهده است. چنانچه عضو تحت لنگر پیچشی تاب نخورد و یا در صورت ایجاد تابیدگی از آن جلوگیری به عمل نیاید، در مقطع فقط تنش‌های برشی به وجود می‌آید. به این وضعیت «پیچش خالص» گفته می‌شود. چنانچه مقطع عضو دایره نباشد، پیچش باعث ایجاد تغییرشکل در خارج از صفحه مقطع نیز می‌گردد. به این وضعیت «تابیدگی» یا اعوجاج گفته می‌شود. به عنوان مثال مقطع I شکل زیر تحت لنگر پیچشی متمرکز در دو انتهای خود قرار گرفته است.



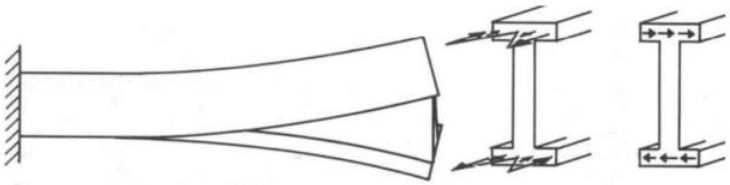
شکل ۹–۲ مقطع I شکل تحت لنگر پیچشی

چنانچه از تابیدگی عضو جلوگیری نشود، تغییرشکل و تنش‌های ایجاد شده در مقطع مطابق شکل زیر خواهند بود. در این وضعیت، عضو تحت پیچش خالص قرار دارد.



شکل ۹–۳ پیچش خالص

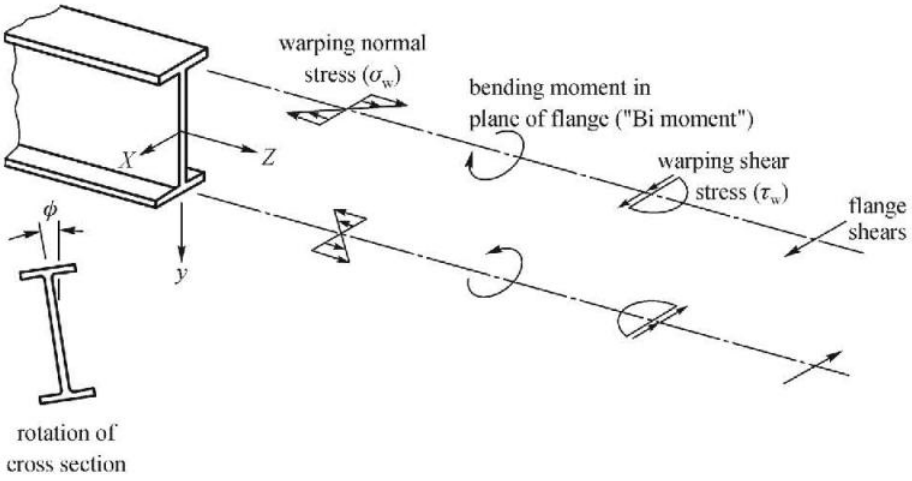
چنانچه از تابیدگی عضو در یک انتها جلوگیری شود، تغییرشکل و تنش‌های ایجاد شده در مقطع مطابق شکل زیر خواهند بود. در این وضعیت، عضو تحت پیچش تابیدگی و پیچش خالص قرار دارد.



شکل ۹–۴ پیچش خالص و پیچش تابیدگی

اغلب اعضای سازه‌های فولادی در مقابل پدیده تابیدگی یا اعوجاج آزاد نیستند. شرایط فیزیکی و مرزی این اعضا به‌گونه‌ای است که شرایط مطلوب برای حرکت آزادانه در راستای محور عضو را تأمین نمی‌کند. این گونه اعضا تحت پیچش مقیدشده هستند و برای تحلیل پیچش در آنها نیاز به توسعه روابط محاسباتی خواهد بود.

اثر پیچش اعمال‌شده بر عضو، در دو وضعیت پیچش خالص و پیچش تابیدگی قابل بررسی است. باتوجه‌به تغییرشکل خمشی بال‌های عضو، مقداری از لنگر پیچشی صرف پیچش خالص شده و مقداری صرف اعوجاج یا تاب‌خوردگی مقطع می‌گردد. لنگر پیچشی تابیدگی توسط خمش بال‌ها تحمل می‌گردد و لنگر پیچش خالص توسط پیچش بال‌ها و جان تحمل می‌گردد. در شکل ۹–۵ تنش‌های ناشی از پیچش خالص و پیچش تابیدگی نشان داده شده است.



شکل ۹–۵ تجزیه تنش‌های لنگر پیچشی

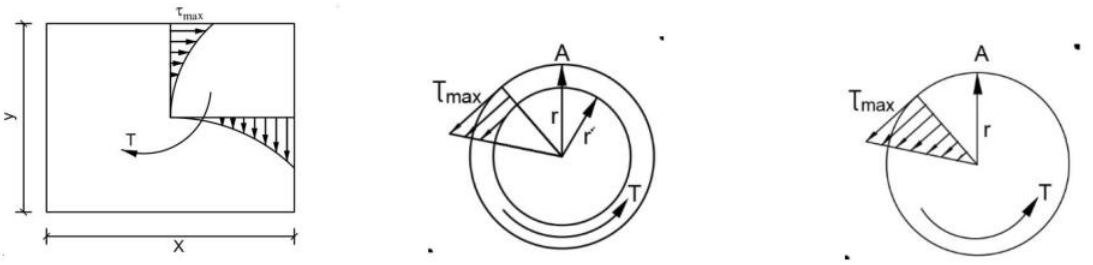
نکته:

در اجرای تیرهای با مقطع دو پروفیل (مقطع دوبل) در سقف، روش متداول ساخت مقطع، اتصال دو پروفیل با جوش است. در این صورت در محاسبه پیچش ناشی از بار تیرچه‌های دهانه‌های مجاور به تیر با مقطع دوبل، نقطه اثر بار تیرچه‌ها تا مرکز مقطع تیر دارای خروج از مرکزیت است. چنانچه دو مقطع بدون اتصال به یکدیگر اجرا شوند، نقطه اثر بار تیرچه‌ها بر جان هر یک از مقاطع تک منطبق بوده که پیچش ایجاد شده، ناچیز و قابل صرف‌نظر می‌باشد. تفاوت دیگری در کنترل کمانش پیچشی جانبی این دو روش وجود دارد که در فصل خمش به آن اشاره شده است.

۹-۳ پیچش خالص

هنگامی که عضوی با مقطع مدور تحت لنگر پیچشی قرار می‌گیرد، مقاطع عمود بر محور عضو پس از اعمال پیچش، صفحه و عمود باقی می‌مانند. به عبارت دیگر در اثر لنگر پیچشی، تمام مقاطع مسطح و اعوجاج نیافته باقی می‌مانند. هرچند هر یک از مقاطع عضو با اندازه‌ای متفاوت می‌چرخند ولی هر مقطع به‌صورت صفحه صلبی دوران می‌کند. چنانچه بر اثر بار پیچشی، صفحه مقطع عضو به‌صورت صفحه باقی بماند و عضو فقط دوران نماید، وضعیت پیچش خالص ایجاد شده است.

تنش‌های برشی با فاصله از مرکز برش توسعه می‌یابند. در شکل ۹–۶ چگونگی توزیع تنش در مقطع مدور تو پر و تو خالی نشان داده شده است.



الف) مقطع توپر ب) مقطع توخالی ج) پیچش مقطع توپر مربع مستطیل

شکل ۹–۶ توزیع تنش در مقطع مدور تو پر و تو خالی

در مقطع دایره‌ای توپر، تنش برشی در نقطه‌ای مانند A به فاصله r از مرکز دایره به‌صورت زیر است:

$$\tau_{max} = \frac{Tr}{J} \qquad \text{۱–۹}$$

T لنگر پیچشی اعمال شده به مقطع

r فاصله از مرکز تا دورترین تار

J ثابت پیچشی مقطع

ثابت پیچشی مقطع برای مقاطع دایره‌ای از رابطه $J = \frac{\pi}{2}\left(r^4 - r'^4\right)$ قابل محاسبه است که در آن، r شعاع خارجی و r' شعاع داخلی است. در مقاطع توپر، شعاع داخلی صفر بوده و رابطه فوق معتبر است.

برای دو مقطع به فاصله L از یکدیگر، مقدار زاویه پیچش نسبی عبارت است از:

$$\boldsymbol{\varphi = \frac{TL}{GJ}} \qquad \text{۲–۹}$$

G مدول الاستیسیته برشی با مقدار $G = 7.8 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

φ زاویه پیچشی نسبی بر حسب رادیان.

L طول عضو

برای پیچش مقاطع مربع مستطیل با بعد بزرگ‌تر x و بعد کوچک‌تر y تنش برشی حداکثر در وسط ضلع بزرگ‌تر رخ می‌دهد. مقدار تنش برشی برابر است با:

$$\tau = \frac{T}{K_1 x y^2}_{max}$$

مقدار ثابت پیچش و زاویه پیچش نسبی نیز به‌کمک روابط زیر تعیین می‌شود:

$$J = K_2 x y^3$$

$$\varphi = \frac{TL}{GJ} = \frac{TL}{GK_2 x y^3}$$

که مقادیر K_1 و K_2 در مراجع توسط جداولی ارائه می‌شوند. عمده نیمرخ‌هایی که در سازه‌های فولادی به‌کار می‌روند دارای مقاطع جدارنازک باز هستند که اغلب دارای ورق‌های مستطیل با نسبت زیاد طول به ضخامت می‌باشند. نیمرخ‌های I، سپری، نبشی و ناودانی از این دسته محسوب می‌شوند. صلبیت معادل پیچشی (J) را در مقاطع جدارنازک باز تحت پیچش آزاد، می‌توان با تقریب خوبی به‌صورت

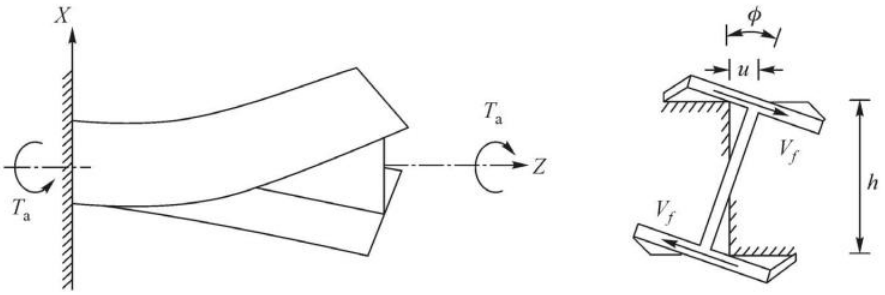
مجموع ثابت‌های پیچشی مستطیل‌های تشکیل‌دهنده آن در نظر گرفت. بدین ترتیب صلبیت معادل پیچشی توسط رابطه $J = \sum_{i=1}^{N} K_2 b_i {t_i}^3$ قابل محاسبه است. در مقاطع جدارنازک، معمولاً ورق‌های بال و جان لاغر بوده و نسبت $\frac{b_i}{t_i} > 10$ برقرار است و $K_1 = K_2 = \frac{1}{3}$ می‌باشند. بدین ترتیب برای نیمرخ I شکل ثابت پیچشی J برابر است با:

$$J = \frac{1}{3}(h_w t_w^3 + 2 b_f t_f^3) \qquad ۳-۹$$

حداکثر تنش برشی در وسط ضلع بزرگ‌تر بال‌ها و یا جان رخ می‌دهد و مقدار آن از رابطه $\tau_{max} = \frac{Tt}{J}$ قابل محاسبه است. مقدار t ضخامت بال و یا جان برحسب مورد است.

۹-۴ پیچش تابیدگی

عضوی با مقطع I شکل تحت لنگر پیچشی T در انتهای آزاد، در شکل ۹–۷ نشان داده شده است.



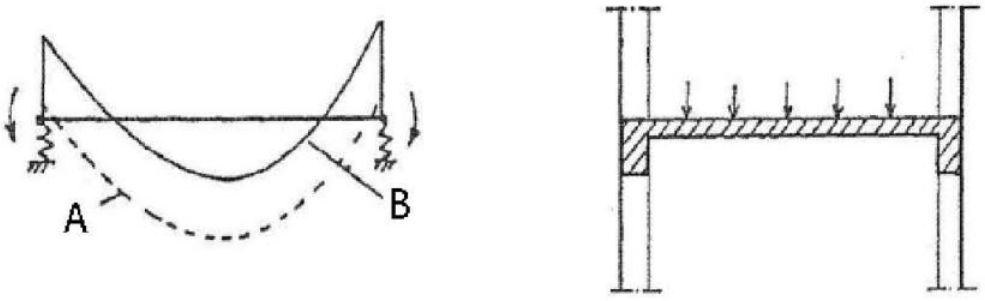
شکل ۹–۷ تغییرشکل مقطع I تحت پیچش مقید

این عضو در تکیه‌گاه کاملاً مقید شده به‌گونه‌ای که سطح مقطع آن در انتها پس از اعمال لنگر پیچشی T به شکل اولیهٔ خود صفحه باقی می‌ماند ولی پس از اعمال لنگر پیچشی، هر دو بال فوقانی و تحتانی به شکل خمیده در می‌آیند. تغییرشکل بال‌ها نشان‌دهنده توسعه نیروی برشی و لنگر پیچشی در آنها می‌باشد. در این وضعیت مقطع به اندازه زاویه φ حول محور Z دوران می‌نماید. جابجایی مرکز بال با زاویه دوران مقطع متناسب است

لنگر پیچشی را می‌توان مطابق شکل ۹–۷ به جفت نیروی برشی در بال‌ها تبدیل نمود. رابطه میان نیروی برشی بال‌ها و زاویه دوران، منجر به تشکیل معادله دیفرانسیل شده که با حل آن و توجه به شرایط مرزی، تنش‌های برشی و عمودی ناشی از لنگرهای پیچشی در هر نقطه‌ای از تیر قابل محاسبه است. باتوجه‌به این که محاسبه تنش‌ها توسط زاویه φ در حل مسائل وقت‌گیر است، لازم است علاقمندان جهت اطلاع از روند محاسبات کامل، به مراجع مرتبط مراجعه نمایند. در این فصل تحلیل اعضاء با روش مبتنی بر خمش بال ارائه می‌شود که علاوه بر سادگی از دقت کافی نیز برخوردار است.

۹-۵ تحلیل پیچش

دال با تکیه‌گاه‌های صلب و تیرچه‌های آن، نمونه دیگری از ایجاد پیچش در اعضای سازه هستند. تیرچه دال تحت بارگذاری ثقلی، همراه با نمودار لنگر در شکل زیر نشان داده شده است.



ب) نمودار لنگر تیر

الف) تیر

شکل ۹–۸ زاویه پیچش نسبی در مقطع

لنگر ایجاد شده در تیرچه باتوجه‌به سختی پیچشی تکیه‌گاه (تیر نشیمن) قابل بررسی است.

بر خلاف تصور اولیه، لنگر پیچشی ایجاد شده برابر حاصل‌ضرب بار ثقلی نصف تیر در فاصله مرکز اثر آن تا تکیه‌گاه نیست.

چنانچه تیر نشیمن دارای سختی پیچشی ناچیزی باشد، انتهای تیرچه دوران نموده و لنگر ایجاد شده در آن ناچیز خواهد بود (نمودار A) ولی در صورت وجود سختی پیچشی قابل‌ملاحظه در تکیه‌گاه، لنگر انتهای تیرچه بیشتر بوده‌که با نمودار B نشان داده شده است.

اعمال بار بر هر نقطه‌ای به‌جز مرکز برش مقطع، باعث ایجاد پیچش در عضو می‌گردد. تنش‌های ایجاد شده توسط بارگذاری پیچشی، از نوع برشی (ناشی از پیچش) و کششی (ناشی از خمش) هستند. پس از انجام محاسبات، مقادیر تنش با تنش‌های ناشی از سایر بارها ترکیب شده و وضعیت تنش در هر موقعیت از طول عضو، در نقاط بحرانی مقطع مشخص می‌شود.

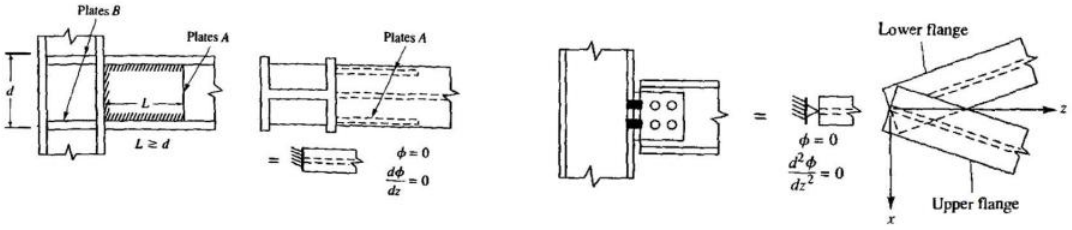
ازاین‌رو مقاومت تکیه‌گاهها در برابر پیچش، تعیین‌کننده لنگرهای پیچشی ایجاد شده در تیر هستند.

۹-۶ تکیه‌گاه پیچشی مفصلی و تکیه‌گاه پیچشی صلب

چنانچه تکیه‌گاه تیر، چرخش هر دو بال تیر را مقید کند، تکیه‌گاه صلب منظور می‌شود. نمونه‌ای از تکیه‌گاه صلب، اجرای اتصال صلب با ورق روسری و زیرسری و ورق‌های مجاور (موازی جان تیر) است. البته تکیه‌گاه صلب خمشی لزوماً با تکیه‌گاه صلب پیچشی متناظر نیست.

چنانچه هر یک از بال‌های تیر بتوانند تا حدی دوران نمایند، رفتار تکیه‌گاه به‌صورت ساده (مفصلی) منظور می‌گردد. نمونه‌ای از تکیه‌گاه ساده، اجرای اتصال مفصلی ورق جان تیر به بال ستون است. تیر در محل اتصال مفصلی دارای دوران نیست ولی بالهای تیر هر یک به سمتی چرخیده و تیر دچار تابیدگی می‌شود. تکیه‌گاه مفصلی خمشی لزوماً با تکیه‌گاه مفصلی پیچشی متناظر نیست.

در شکل زیر نمونه اتصال پیچشی مفصلی و صلب مشاهده می‌شود.



الف) اتصال پیچشی مفصلی ب) اتصال پیچشی صلب

شکل ۹–۹ اتصال پیچشی مفصلی و صلب

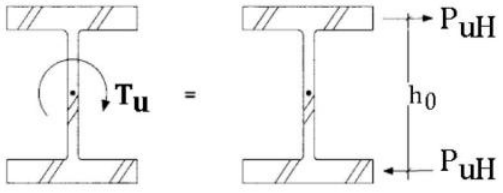
توجه شود که مفهوم اتصال مفصلی خمشی به معنای عدم مقاومت اتصال در برابر دوران خمشی است؛ درحالی‌که در اتصالات پیچشی اجرای اتصال دارای آزادی دوران پیچشی با دیتایلهای متداول، انجام شدنی نیست و به آن اتصال مفصلی پیچشی گفته نمی‌شود.

۹–۷ لنگر خمشی M_{uf} ناشی از لنگر پیچشی T_u

لنگر پیچشی ضریبدار T_u اعمال شده به مقطع تیر، قابل تبدیل به زوج نیرو در بالهای مقطع I شکل است. بدین ترتیب که با داشتن فاصله h_0 میان مراکز بالهای مقطع و تبدیل لنگر پیچشی به لنگر خمشی با استفاده از رابطه ۹–۱، هر یک از بال‌ها تحت تاثیر لنگری قرار می‌گیرد که خمشی در حول محور قوی بال ایجاد می‌کند.

$$P_{uH} = \frac{T_u}{h_0} \qquad ۹–۱$$

جفت نیروی افقی P_{uH} در بال‌ها ناشی از تبدیل لنگر پیچشی به لنگر برشی، در شکل زیر نشان‌داده‌شده‌است.



شکل ۹–۱۰ روش تبدیل لنگر پیچشی به لنگر خمشی

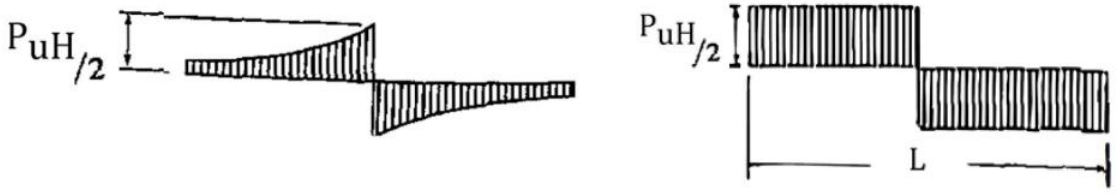
با فرض آنکه لنگر پیچشی در وسط یک تیر ساده (با تکیه‌گاه پیچشی ساده) اعمال شده باشد، وضعیت لنگرهای پیچشی تیر (شکل الف) و بارهای افقی معادل برای هر بال تیر (شکل ب) در شکل زیر نشان‌داده‌شده‌است.



ب) بار متمرکز افقی معادل پیچش در یک بال　　الف) لنگرهای پیچشی اعمال شده

شکل ۹–۱۱ روش تبدیل لنگر پیچشی به لنگر خمشی

عرض نمودار برش $\frac{1}{2}P_{uH}$ بوده که باتوجه‌به بارگذاری پیچشی تیر محاسبه می‌شود. بدین ترتیب نمودار برش حاصل از جفت نیروی متناظر با لنگر پیچشی، در طول بال تیر قابل ترسیم است. تغییر لنگر خمشی میان تکیه‌گاه و نقطه برش صفر، برابر سطح زیر نمودار برش است (وضعیت اصلاح‌نشده). به دلیل وقوع پدیده تابیدگی در طول تیر، لنگر واقعی حاصل از خمش در بال تیر نیاز به اصلاح دارد. تغییرات برش در بال تیر در وضعیت واقعی (اصلاح‌شده) و در وضعیت اصلاح‌نشده در شکل زیر مشاهده می‌شوند.



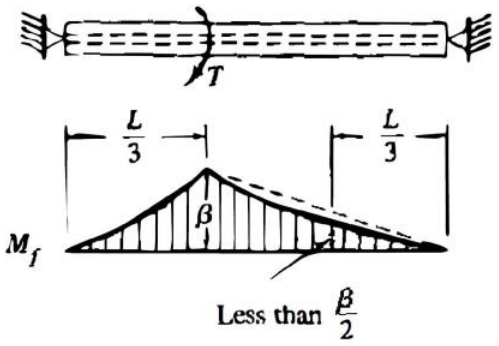
ب) برش حاصل از خمش (اصلاح‌شده)　　الف) برش حاصل از خمش (اصلاح‌نشده)

شکل ۹–۱۲ اصلاح لنگر خمشی در اثر تابیدگی

لنگر نهایی بال تیر (ناشی از پیچش) با نماد M_{uf} بیان و با رابطه زیر تعریف می‌شود. به بیان دیگر تغییرات لنگر بال به‌صورت اصلاح‌شده برابر با حاصل‌ضرب سطح زیر نمودار برش (از تکیه‌گاه تا نقطه برش صفر) در ضریب β می‌باشد.

$$\Delta M_{uf} = \beta \times (area) \qquad ۹–۲$$

شکل زیر تأثیر ضریب β را نشان می‌دهد.



شکل ۹–۱۳ ضریب β

به عنوان مثال برای تیر فوق مقدار لنگر در نقطه میانی تیر بدین صورت محاسبه می‌گردد.

$$\Delta M_{uf} = \beta \times (area) = \beta \frac{P_{uH} L}{4}$$
$$M_{uf}(@x = 0) = 0$$
$$M_{uf}\left(@x = \frac{L}{2}\right) = \beta \frac{P_{uH} L}{4}$$

۹-۸ محاسبه ضریب β

مقادیر ضریب β باتوجه‌به مقادیر مختلف هر یک از عوامل زیر، در جداول پیوست ارائه شده است.

- نوع بارگذاری: در دو وضعیت لنگر پیچشی متمرکز و یا لنگر پیچشی گسترده در واحد طول تیر.
- موقعیت لنگر پیچشی (در حالت لنگر پیچشی متمرکز): لنگر در موقعیت $x = aL$ فرض می‌گردد که باتوجه‌به بارگذاری تیر، ضریب a مشخص شده و در جداول β مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- شرایط تکیه‌گاهی: در دو وضعیت تکیه‌گاه پیچشی ساده و تکیه‌گاه پیچشی گیردار.
- مشخصات مقطع: سختی پیچشی مقطع و سختی بال مقطع.

چنانچه لنگر اینرسی بال مقطع حول محورy با I_f نمایش داده شود، کمیت $I_f \frac{h_o^2}{2}$ در معادله دیفرانسیل ظاهر شده که با عنوان ثابت تابیدگی (اعوجاج) و نماد C_w شناخته می‌شود. مقدار ضریب تابیدگی برای مقاطع نورد شده، در جداول اشتال موجود است. باتوجه‌به مقدار ثابت تابیدگی C_w کمیت دیگری با نام λ با رابطه $\lambda^2 = \frac{GJ}{EC_w}$ تعریف می‌شود که به مشخصات مقطع بستگی دارد. حاصلضرب λL بدون بعد بوده و در استفاده از جداول β مورد نیاز است. مقادیر معکوس λ در جداول اشتال پیوست ارائه شده که دارای بعد طول است.

با تبدیل لنگر پیچشی به لنگر خمشی، وضعیت خمش دومحوره در تیر ایجاد می‌شود که با استفاده از روابط خمش دومحوره قابل کنترل است.

۹-۹ تحلیل تیر تحت لنگر پیچشی

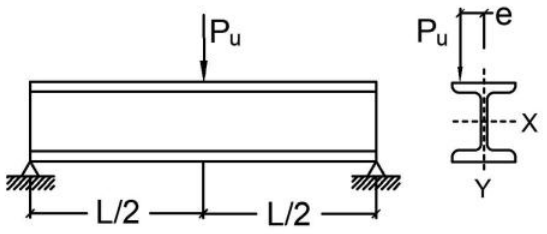
اعمال بارگذاری لنگر پیچشی بر مقطع تیر، در وضعیت‌های مختلف امکان‌پذیر است. در حالت کلی بارهای اعمال شده به تیر، برای بال مقطع ایجاد خمش دومحوره می‌نماید. باتوجه‌به آن که خمش عرضی ناشی از پیچش، متناظر با بار افقی بوده که به یک بال تیر وارد می‌شود، رابطه خمش دومحوره به شکل زیر بازنویسی می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M'_{uy}}{\phi M'_{ny}/2} \leq 1$$

که در آن M_{uy} ناشی از بار افقی اعمال شده به کل مقطع (در صورت وجود) و M'_{uy} ناشی از بار افقی متناظر با پیچش (بار افقی H) به بال مقطع می‌باشد. استفاده از رابطه فوق در مثال‌های زیر تشریح شده است.

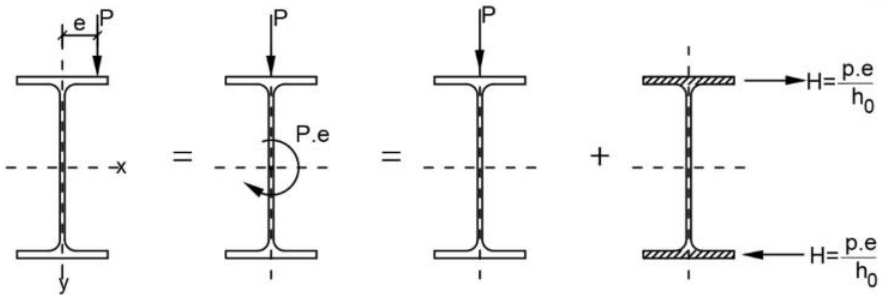
مثال ۹-۱

تیری با بار اعمال شده به‌صورت قائم با خروج از مرکزیت مطابق شکل مدنظر است. تکیه‌گاه تیر تحت بار خمشی و پیچشی،گیردار می‌باشد. روش تحلیل پیچش را بررسی نمایید.



حل:

بارگذاری اعمال شده به مرکز مقطع منتقل شده و لنگر پیچشی ایجاد شده، محاسبه می‌شود.



از روابط مربوط به خمش دومحوره برای محاسبه وکنترل تنش ماکزیمم خمشی در بال پروفیل استفاده می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}+\frac{M_{uf}}{\phi M_{ny}\div 2}\le 1$$

$$M_{ux}=\frac{P_u L}{4}$$

$$M_{uy}=0$$

$$T_u=P.e$$

$$M_{uf}=\frac{T_u}{h_0}\times\frac{L}{4}$$

$$\frac{\frac{P_u L}{4}}{\phi M_{nx}}+0+\frac{\frac{T_u}{h_0}\times\frac{L}{4}}{\phi M_{ny}\div 2}\le 1$$

باتوجه‌به جدول تکیه‌گاه مفصلی بار پیچشی متمرکز (جدول ۹–۱)

$$M_{uf}=\beta\frac{T_u}{h_0}abL$$

که در آن a و b به موقعیت اعمال لنگر پیچشی وابسته هستند. به عنوان مثال چنانچه لنگر پیچشی در میان تیر اعمال شود:

$$a=0.5, b=0.5$$

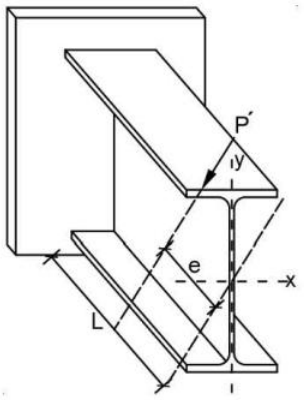
بیشترین لنگر خمشی عرضی ناشی از لنگر پیچشی:

$$\frac{T_u}{h_0}abL = \frac{T_u}{h_0} \times 0.5 \times 0.5 \times L = \frac{T_u}{h_0} \times \frac{L}{4}$$

که همان نتیجه تحلیل تیر است.

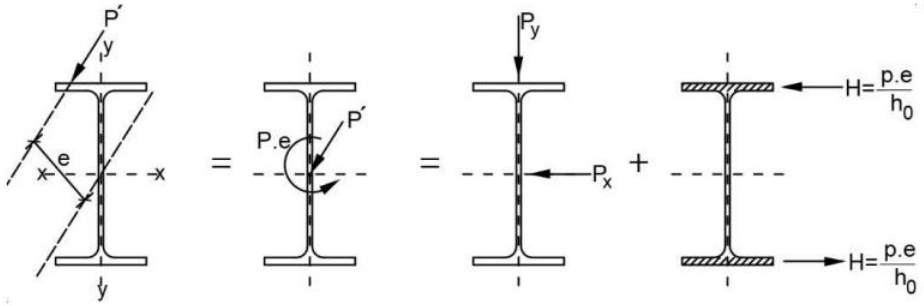
مثال ۹-۲

تیری با بار اعمال شده به‌صورت مایل با خروج از مرکزیت مطابق شکل مدنظر است. روش تحلیل پیچش را بررسی نمایید.



حل:

بارگذاری اعمال شده به مرکز مقطع منتقل شده و لنگر پیچشی ایجاد شده، محاسبه می‌شود.



از روابط مربوط به خمش دومحوره برای محاسبه وکنترل تنش ماکزیمم خمشی در بال پروفیل استفاده می‌شود.

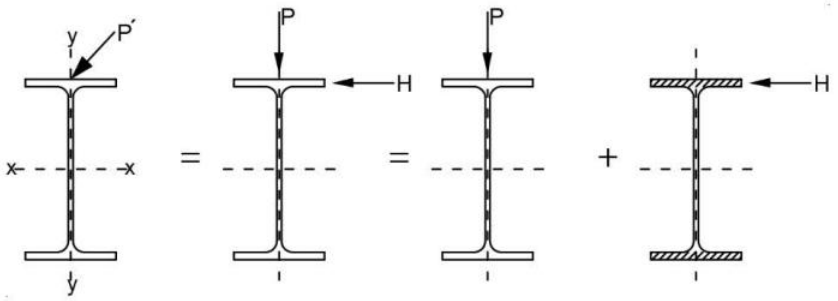
$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{uf}}{\phi M_{ny} \div 2} \leq 1$$

در رابطه فوق M_{ux} لنگری است که بار P ایجاد می‌کند. M_{uy} لنگری است که بار افقی ایجاد می‌کند. M_{uf} لنگر معادل پیچش است.

$$M_{ux} = P_{uy}L$$
$$M_{uy} = P_{ux}L$$
$$T_u = P.e$$

$$M_{uf} = \frac{T_u}{h_0} L$$

رویکرد دیگری برای حل این‌گونه مسائل در مستندات ذکر شده است که در آن، بار وارد بر بال فوقانی مقطع، به مرکز مقطع منتقل نشود. جزئیات انتخاب رویکرد مناسب، به شرایط دقیق بارگذاری و همچنین مهار پیچشی تیر وابسته است.



در حل مسائل این کتاب، بارگذاری اعمال‌شده به مرکز مقطع منتقل شده و لنگر پیچشی ایجاد شده، محاسبه می‌شود.

۹-۱۰ طراحی تیر برای لنگر پیچشی

در مرحله طراحی، با فرض آنکه ظرفیت خمشی مقطع حول هر دو محور برابر ظرفیت پلاستیک باشد، رابطه خمش دومحوره به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{uf}}{\phi M_{ny} \div 2} \leq 1$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi Z_x f_y} + \frac{M_{uy}}{\phi Z_y f_y} + \frac{M_{uf}}{\phi Z_y f_y \div 2} \leq 1 \rightarrow Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi f_y} + \frac{M_{uy} + 2M_{uf}}{\phi f_y}\left(\frac{Z_x}{Z_y}\right)$$

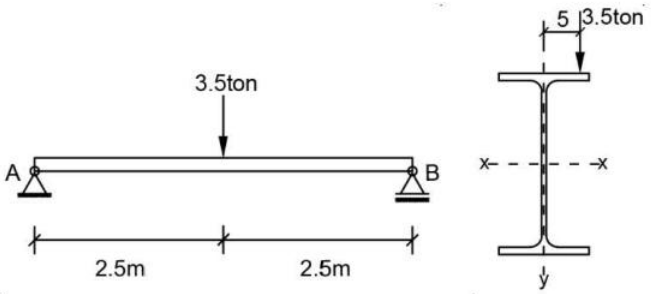
لازم به ذکر است فرض ظرفیت پلاستیک مقطع، جهت سادگی محاسبات انجام شده است[1]. بدین ترتیب با داشتن حداقل اساس مقطع پلاستیک مورد نیاز، انتخاب مقطع صورت می‌گیرد. مقادیر نسبت اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی به محور ضعیف، برای مقاطع مختلف در فصل مباحث تکمیلی تیرها (جلد اول) مورد بررسی قرار گرفته است. برای مقاطع متداول مثال‌های این کتاب، استفاده از مقادیر $\frac{Z_x}{Z_y} = 2.0\ (IPB), 5.0(IPE)$ برای پروفیل‌های IPB و IPE توصیه می‌شود.

مثال ۹-۳

تیری مطابق شکل مدنظر است. این تیر در محل دو تکیه‌گاه دارای مهار جانبی بال فشاری است. تیر از لحاظ خمش دو محور دارای تکیه‌گاه ساده و از لحاظ پیچش به‌صورت یکسر مفصل و یکسر گیردار می‌باشد. بار متمرکز وارده ضریب‌دار

[1] برخی مراجع رابطه فوق را بر حسب اساس مقطع الاستیک مورد استفاده قرار می‌دهند.

می‌باشد و از وزن تیر صرف‌نظر گردد. کفایت تیر را با مقطع IPE27 کنترل نمایید. مهار جانبی در محل تکیه‌گاه‌ها و بار متمرکز تأمین شده است.



حل:

$$e = 5cm$$

$$T_u = P_u e = (3.5\ ton)(5\ cm) = 17.5\ \ ton.cm$$

مشخصات مقطع IPE27

IPE 27	bf	13.5	cm	A	45.9	cm2	Ix	5790	cm4	Iy	420	cm4	J	11.9	cm4	Lp	155	cm
	tf	1.02	cm	G	36.1	kg/m	Sx	429.0	cm3	Sy	62.2	cm3	rts	3.6	cm	Lr	497	cm
	d	27	cm	r	1.5	cm	rx	11.20	cm	ry	3.02	cm	Kc	0.65		Cw	70871	cm6
	tw	0.66	cm	K	2.52	cm	Zx	460.5	cm3	Zy	95.7	cm3	rT	3.6	cm	√ECw/GJ	124	cm

فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

$$h_0 = d - t_f = 27\ - 1.02 = 25.98\ cm$$

گام ۱- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور قوی

$$M_{ux} = \frac{P_u L}{4} = \frac{(3.5\ \text{ton})(500\text{cm})}{4} = 437.5\ ton.cm$$

گام ۲- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور ضعیف

بار افقی معادل لنگر پیچشی:

$$P_{uH} = \frac{T_u}{h_0} = \frac{17.5\ ton.cm}{25.98\ cm} = 0.67\ ton$$

محاسبه مقدار λL

$$\frac{1}{\lambda} = \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} = \sqrt{\frac{2.6C_w}{J}} = \sqrt{\frac{2.6 \times 70871}{11.9}} = 124\ cm$$

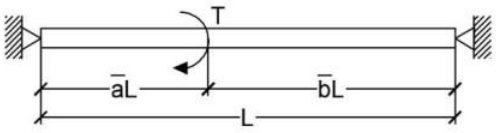
که برابر مقدار درج شده در جدول اشتال است.

$$\lambda L = \frac{L}{\frac{1}{\lambda}} = \frac{500\ cm}{124\ cm} = 4.03$$

محل اعمال بار و محل لنگر بحرانی در وسط تیر

$a = 0.5$

محاسبه مقدار β با استفاده از جدول لنگر متمرکز پیچشی با تکیه‌گاه ساده (جدول ۹–۱)



λL	$a = 0.5$	$a = 0.4$
۰/۵	۰/۹۸	۰/۹۸
۱/۰	۰/۹۲	۰/۹۳
۲/۰	۰/۷۶	۰/۷۷
۳/۰	۰/۶۰	۰/۶۲
۴/۰	۰/۴۸	۰/۵۰
۵/۰	۰/۳۹	۰/۴۱
۶/۰	۰/۳۳	۰/۳۴
۸/۰	۰/۲۵	۰/۲۶
۱۰/۰	۰/۲۰	۰/۲۱

$\lambda L \cong 4 \; ; a = 0.5 \rightarrow \beta = 0.48$

از آنجا که بار دیگری حول محور y ایجاد لنگر نمی‌کند، وارد نمی‌شود، لنگر خمشی معادل پیچش در وسط تیر در رابطه خمش دومحوره قرار می‌گیرد.:

$$M_{uf} = \beta \frac{P_{uH} L}{4} = (0.48) \frac{(0.67ton)(500cm)}{4} = 40.2 \; ton.cm$$

گام ۳- ظرفیت خمشی حول محور قوی

فاصله مهارهای جانبی:

$$L_p = 155cm \leq L_b = 250cm \leq L_r = 497cm$$

ظرفیت خمشی تیر از رابطه کمانش غیرارتجاعی:

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - (M_{px} - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{px}$$

$$M_{px} = f_y Z_x = \left(2.4 \frac{ton}{cm^2} \right) (460.5 cm^3) = 1105 \; ton.cm$$

ضریب کمانش پیچشی جانبی برای نصف تیر: انحنای خمشی یک‌طرفه است. دیاگرام لنگر در فواصل بین مهارهای جانبی خطی می‌باشد و لذا:



$$M_{max} = M$$
$$M_{\frac{1}{4}} = \left|\frac{M}{4}\right| = \frac{M}{4}$$
$$M_{\frac{2}{4}} = \left|\frac{M}{2}\right| = \frac{M}{2}$$
$$M_{\frac{3}{4}} = \left|\frac{3M}{4}\right| = \frac{3M}{4}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{\frac{12.5M}{2.5M+3\left(\frac{M}{4}\right)+4\left(\frac{M}{2}\right)+3\left(\frac{3M}{4}\right)} \times 1,3.0\right\} = min\{1.667, 3.0\} = 1.667$$

$$M_{nx} = 1.667\left[1105 - \left(1105 - 0.7 \times 2.4\ \frac{ton}{cm^2} \times 429\text{cm}^3\right)\left(\frac{250-155}{497-155}\right)\right] = 1639 \leq 1105$$
$$M_{nx} = 1122\ ton.cm$$

گام ۴- ظرفیت خمشی حول محور ضعیف

رابطه مقطع فشرده:

$$M_{ny} = f_y Z_y \leq 1.6 f_y S_y$$
$$M_{ny} = \left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(95.7\text{cm}^3) = 230 \leq 1.6\left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(62.2\text{cm}^3) = 239 ton.cm$$
$$M_{ny} = 230\ ton.cm$$

گام ۵- کنترل خمش دومحوره

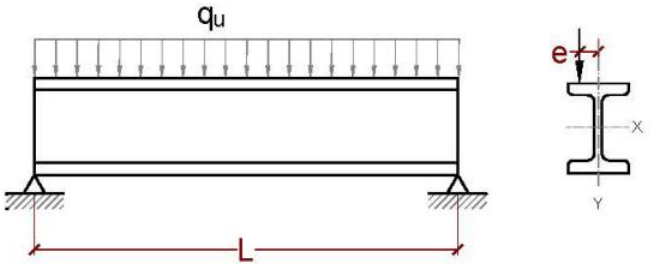
رابطه خمش دومحوره در موقعیت لنگر پیچشی بارگذاری، کنترل می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$
$$\frac{437.5}{0.9(1122)} + \frac{2 \times 40.2}{0.9(230)} = 0.82 \leq 1$$

این مقطع پاسخ‌گوی نیاز خمشی و پیچشی است.

مثال ۹-۴

تیر شکل زیر به طول $L = 8m$ تحت بارگسترده یکنواخت ضربیدار با شدت $q_u = 1.5\frac{ton}{m}$ با خروج از مرکزیت $e = 10\ cm$ قرار دارد. تیر را با نیمرخ IPB24 کنترل‌کنید. فقط اثر خمش و پیچش را در نظر بگیرید. از وزن تیر صرفنظر گردد. تیر از لحاظ خمش دو محور دارای تکیه‌گاه ساده و از لحاظ پیچش به‌صورت دو سر مفصل می‌باشد



حل:

$$e = 10\ cm$$

$$q_u = 1.5\frac{ton}{m} = 1.5\frac{ton}{m} \times \frac{1m}{100cm} = 0.015\frac{ton}{cm}$$

$$T_u = q_u e = \left(.015\frac{ton}{cm}\right)(10cm) = 0.15\frac{ton.cm}{cm}$$

مشخصات مقطع IPB24

IPB 24	bf	24.0	cm	A	106.0	cm2	Ix	11260	cm4	Iy	3920	cm4	J	85.5	cm4	Lp	312	cm
	tf	1.70	cm	G	83.2	kg/m	Sx	938.0	cm3	Sy	327.0	cm3	rts	6.8	cm	Lr	1508	cm
	d	24	cm	r	2.1	cm	rx	10.30	cm	ry	6.08	cm	Kc	0.76		Cw	487344	cm6
	tw	1.00	cm	K	3.80	cm	Zx	1016.0	cm3	Zy	494.8	cm3	rT	6.7	cm	√ECw/GJ	122	cm

فاصله مرکز بال‌ها:

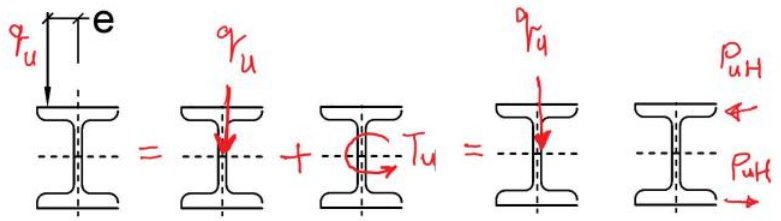
$$h_0 = d - t_f = 24 - 1.7 = 22.3\ cm$$

گام ۱- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور قوی

$$M_{ux} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{\left(0.015\frac{ton}{cm}\right)(800cm)^2}{8} = 1200ton.cm$$

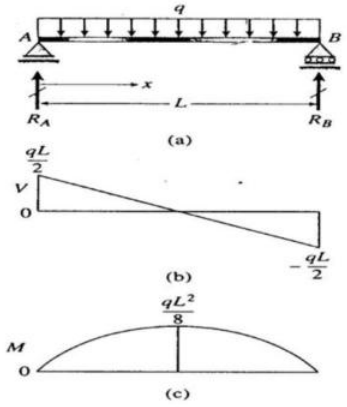
گام ۲- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور ضعیف

تبدیل لنگر پیچشی گسترده به جفت بار افقی گسترده:



توجه: تمامی بارها و لنگرهای نشان داده شده، از نوع گسترده هستند.

نمودار لنگر پیچشی در طول تیر تحت لنگر پیچشی گسترده با تکیه‌گاه پیچشی ساده، مشابه نمودار لنگر خمشی نیمه تیر تحت بار افقی گسترده و با تکیه‌گاه خمشی ساده می‌باشد.



بار افقی معادل لنگر پیچشی:

$$P_{uH} = \frac{T_u}{h_0} = \frac{0.15\frac{ton.cm}{cm}}{22.3\ cm} = 0.0067\frac{ton}{cm}$$

محاسبه مقدار λL

$$\frac{1}{\lambda} = \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} = \sqrt{\frac{2.6C_w}{J}} = \sqrt{\frac{2.6 \times 487344}{85.5}} = 122\ cm$$

$$\lambda L = \frac{800cm}{122cm} = 6.5$$

محل لنگر بحرانی در وسط تیر

$$a = 0.5$$

محاسبه مقدار β با استفاده از جدول لنگر گسترده پیچشی با تکیه‌گاه ساده (جدول ۹–۲)

$$\frac{0.12 - 0.2}{8.0 - 6.0} = \frac{\beta - 0.2}{6.5 - 6.0} \rightarrow \beta = 0.18$$

از آنجا که بار دیگری حول محور y ایجاد لنگر نمی‌کند، لنگر خمشی معادل پیچش در وسط تیر در رابطه خمش دومحوره قرار می‌گیرد:

$$M_{uf} = \beta\frac{P_{uH}L^2}{8} = (0.18)\frac{\left(0.0067\frac{ton}{cm}\right)(800cm)^2}{8} = 96.5\ ton.cm$$

$$M_{uy} = M_{uf} = 96.5\ ton.cm$$

گام ۳- ظرفیت خمشی حول محور قوی

فاصله مهارهای جانبی:

$$L_p = 312cm \le L_b = 800cm \le L_r = 1508cm$$

ظرفیت خمشی تیر از رابطه کمانش غیر ارتجاعی:

$$M_{nx} = C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_{px}$$

$$M_{px} = f_yZ_x = \left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(1016\ cm^3) = 2438\ ton.cm$$

ضریب کمانش پیچشی جانبی:

$$M(x) = R.x - \frac{wx^2}{2} = \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{\frac{1}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{4}\right\} = \frac{3wL^2}{32}$$

$$M_{\frac{2}{4}} = M\left\{x = \frac{L}{2}\right\} = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_{\frac{3}{4}} = M\left\{x = \frac{3L}{4}\right\} = \frac{3wL^2}{32}$$

$$M_{max} = M_B = \frac{wL^2}{8}$$

به دلیل وجود دو محور تقارن در مقطع، داریم:

$$R_m = 1.0$$

در نتیجه:

$$C_b = min\left\{\frac{\frac{wL^2}{32}}{\frac{wL^2}{32}} * \frac{12.5*4}{2.5*4+3*3+4*4+3*3} \times 1,3.0\right\} = 1.136$$

$$M_{nx} = 1.136\left[2438 - \left(2438 - 0.7 \times 2.4\ \frac{ton}{cm^2} \times 938\text{cm}^3\right)\left(\frac{800 - 312}{1508 - 312}\right)\right] = 2369 \le 2438$$

$$M_{nx} = 2369\ ton.cm$$

گام ۴- ظرفیت خمشی حول محور ضعیف

رابطه مقطع فشرده:

$$M_{ny} = f_yZ_y \le 1.6f_yS_y$$

$$M_{ny} = \left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(494.8\ \text{cm}^3) = 1187 \le 1.6\left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(327\text{cm}^3) = 1255\ ton.cm$$

$$M_{ny} = 1187\ ton.cm$$

گام ۵- کنترل خمش دومحوره

رابطه خمش دومحوره در موقعیت وسط تیر کنترل می‌شود.

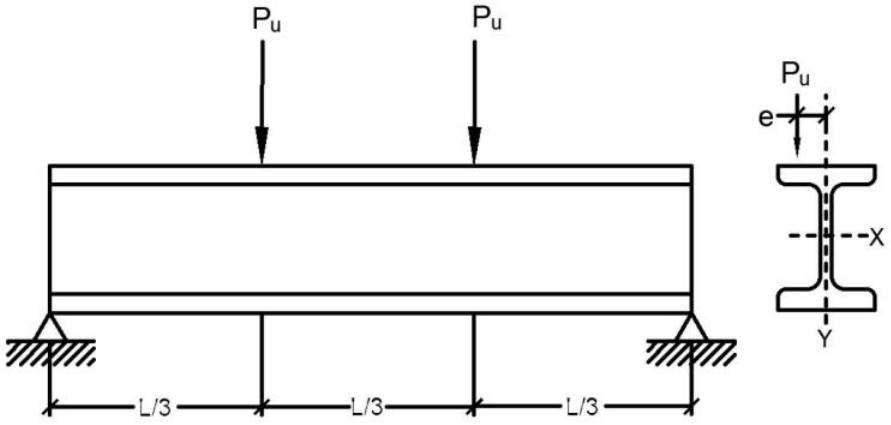
$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\le 1$$

$$\frac{1200}{0.9(2369)}+\frac{2\times 96.5}{0.9(1187)}=0.74\le 1$$

این مقطع پاسخ‌گوی نیاز خمشی و پیچشی است

مثال ۹-۵ ط

تیری به طول $L=6m$ به‌صورت شکل زیر تحت دو بار متمرکز $P_u=8ton$ با خروج از مرکزیت $e=5cm$ قرار دارد. تیر را برای نیمرخ از IPB22 کنترل نمایید. ابتدا و انتهای تیر دارای تکیه‌گاه ساده پیچشی می‌باشد. مهار جانبی در محل بارهای متمرکز و تکیه‌گاهها فرض می‌گردد.



حل:

$e=5cm$

$T_u=P_u e=(8\ ton)(5\ cm)=40\ \ ton.cm$

مشخصات مقطع IPB22

IPB 22	bf	22.0	cm	A	91.0	cm2	Ix	8090	cm4	Iy	2840	cm4	J	65.4	cm4	Lp	287	cm
	tf	1.60	cm	G	71.5	kg/m	Sx	736.0	cm3	Sy	258.0	cm3	rts	6.3	cm	Lr	1426	cm
	d	22	cm	r	1.8	cm	rx	9.43	cm	ry	5.59	cm	Kc	0.76		Cw	295474	cm6
	tw	0.95	cm	K	3.40	cm	Zx	802.0	cm3	Zy	391.4	cm3	rT	6.1	cm	√ECw/GJ	108	cm

فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

$h_0=d-t_f=22\ -1.6=20.4\ cm$

گام ۱- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور قوی

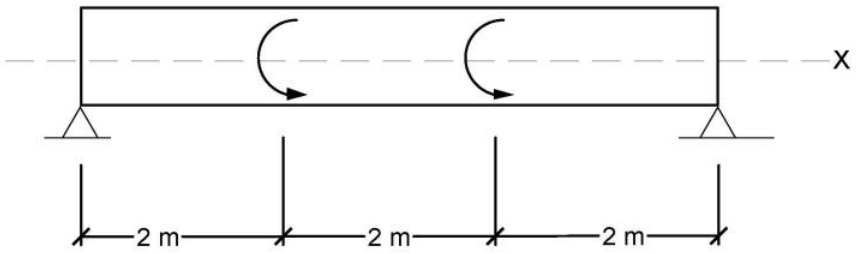
نمودار لنگر خمشی حول محور قوی تیر



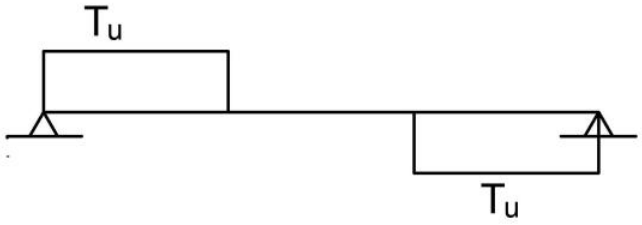
$$M_{ux} = \frac{P_u L}{3} = \frac{(8\ \text{ton})(600\text{cm})}{3} = 1600\ ton.cm$$

گام ۲- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور ضعیف

دیاگرام بارگذاری پیچشی تیر



دیاگرام لنگر پیچشی تیر



بار افقی معادل لنگر پیچشی:

$$P_{uH} = \frac{T_u}{h_0} = \frac{40\ ton.cm}{20.4\ cm} = 1.96\ ton$$

محاسبه مقدار λL

$$\frac{1}{\lambda} = \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} = \sqrt{\frac{2.6C_w}{J}} = \sqrt{\frac{2.6 \times 295474}{65.4}} = 108\ cm$$

$$\lambda L = \frac{600\ cm}{108\ cm} = 5.55$$

محل اعمال بار

$$a = 0.3$$

محاسبه مقدار β با استفاده از جدول لنگر متمرکز پیچشی با تکیه‌گاه ساده، زیر لنگر متمرکز پیچشی اعمال بار (جدول ۹–۱)

$$\lambda L \cong 5.5\ ; a = 0.3 \rightarrow \beta_1 = \frac{.45 + .39}{2} = 0.42$$

محاسبه مقدار β با استفاده از جدول لنگر متمرکز پیچشی با تکیه‌گاه ساده، زیر لنگر متمرکز پیچشی مجاور (جدول ۹–۱)

$$\beta_2 \cong \frac{0.42}{2} = 0.21$$

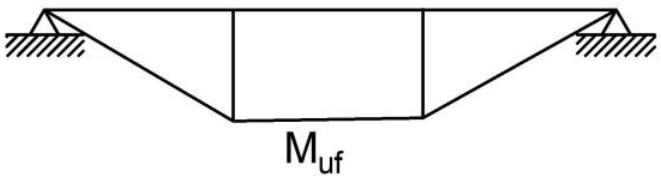
$$\beta = \beta_1 + \beta_2 = 0.42 + 0.21 = 0.63$$

از آنجا که بار دیگری حول محور y ایجاد لنگر نمی‌کند، وارد نمی‌شود، لنگر خمشی معادل پیچش در وسط تیر در رابطه خمش دومحوره قرار می‌گیرد:

$$M_{uf} = \beta \frac{P_{uH} L}{3} = (0.63) \frac{(1.96ton)(600cm)}{3} = 247\ ton.cm$$

$$M_{uy} = M_{uf} = 247\ ton.cm$$

نمودار لنگر خمشی ناشی از لنگر پیچشی در طول تیر:



گام ۳- ظرفیت خمشی حول محور قوی

فاصله مهارهای جانبی:

$$L_b = 200cm \leq L_p = 287cm$$

ظرفیت خمشی تیر از رابطه کمانش پلاستیک:

$$M_{nx} = M_{px} = f_y Z_x = \left(2.4 \frac{ton}{cm^2}\right)(802cm^3) = 1925\ ton.cm$$

گام ۴- ظرفیت خمشی حول محور ضعیف

رابطه مقطع فشرده:

$$M_{ny} = f_y Z_y \leq 1.6 f_y S_y$$

$$M_{ny} = \left(2.4 \frac{ton}{cm^2}\right)(391.4\text{cm}^3) = 939.4 \leq 1.6\left(2.4 \frac{ton}{cm^2}\right)(258\text{cm}^3) = 990.7\ ton.cm$$

$$M_{ny} = 939.4\ ton.cm$$

گام ۵- کنترل خمش دومحوره

رابطه خمش دومحوره در موقعیت یک سوم تیر کنترل می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\le 1$$

$$\frac{1600}{0.9(1925)}+\frac{2\times 247}{0.9(939.4)}=0.82\le 1$$

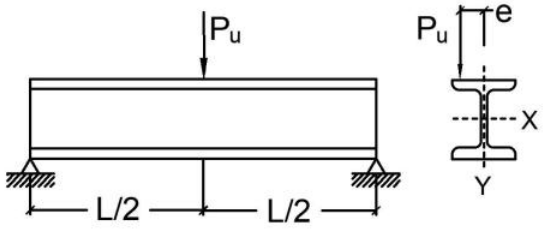
این مقطع پاسخ‌گوی نیاز خمشی و پیچشی است.

مثال ۹-۶

تیر شکل زیر به طول $L=6m$ تحت بار متمرکز ضریبدار $P_u=10\ ton$ در وسط دهانه با خروج از مرکزیت $e=5\ cm$ قرار دارد. خمش و پیچش را در نظر بگیرید. از وزن تیر صرفنظر شود. تیر از لحاظ خمش دو محور و پیچش دارای تکیه‌گاه ساده می‌باشد. مطلوب است:

الف) کنترل تیر از نیمرخ IPB24

ب) طراحی مقطع تیر از نیمرخ IPB



حل الف)

مشخصات مقاطع IPB24

$$h_0=d-t_f=24-1.7=22.3cm\ Z_x=1016cm^3;\ Z_y=494.8cm^3;\ \frac{1}{\lambda}=121.8cm$$

گام ۱- محاسبه نیاز و ظرفیت لنگر خمشی حول محور قوی

حداکثر لنگر خمشی در وسط دهانه رخ می‌دهد:

$$M_{ux}=\frac{P_uL}{4}=\frac{(10ton)(600cm)}{4}=1500\ ton.cm$$

$$M_{nx}=Z_xf_y=1016\times 2.4=2438\ ton.cm$$

گام ۲- محاسبه نیاز و ظرفیت لنگر خمشی حول محور ضعیف

$$e=5cm$$

$$T_u = P_u e = (10\ ton)(5\ cm) = 50\ ton.cm$$
$$\lambda L \cong \frac{600\ cm}{121.8\ cm} = 4.93 \cong 5$$

موقعیت بار در وسط تیر

$$aL = bL = 0.5L \rightarrow a = b = 0.5$$

باتوجه‌به جدول تکیه‌گاه مفصلی بار پیچشی متمرکز (جدول ۹–۱)

$$\lambda L = 5\ \&\ a = 0.5 \rightarrow \beta = 0.39$$
$$M_{uf} = \beta \frac{T_u}{h_0} abL$$
$$M_{uf} = 0.39 \times \frac{50 ton.cm}{22.3 cm}(0.5 \times 0.5 \times 600 cm) = 131.2\ ton.cm$$
$$M_{ny} = Z_y f_y = 494.8 \times 2.4 = 1188\ ton.cm$$

گام ۳- کنترل خمش دومحوره

رابطه خمش دومحوره در موقعیت وسط تیر کنترل می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{uf}}{\phi M_{ny} \div 2} \leq 1$$
$$\frac{1500}{0.9 \times 2438} + 0 + \frac{131.2}{0.9 \times 1188 \div 2} = 0.96 \leq 1 \rightarrow OK$$

حل ب)

مشخصات مقاطع IPB

IPB	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	Lp	Lr	rT	Kc	Cw	rts	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm2	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm	cm	mm	0.00	cm6	cm	cm
22	22	1.6	22	0.95	1.8	3.4	15.2	71.5	91	8090	736	9.43	802	2840	258	5.59	391.4	65.45	286.8	1426.0	61	0.76	295474	6.27	108.3
24	24	1.7	24	1	2.1	3.8	16.4	83.2	106	11260	938	10.3	1016	3920	327	6.08	494.8	85.47	312.0	1507.6	66.6	0.76	487344	6.83	121.8
26	26	1.75	26	1	2.4	4.15	17.7	93	118	14920	1150	11.2	1230	5130	395	6.58	597.1	100.40	337.6	1536.9	72.2	0.76	754190	7.35	139.8
28	28	1.8	28	1.05	2.4	4.2	19.6	103	131	19270	1380	12.1	1477	6590	471	7.09	712.3	118.28	363.8	1587.1	77.6	0.76	1130910	7.91	157.7
30	30	1.9	30	1.1	2.7	4.6	20.8	117	149	25170	1680	13	1790	8560	571	7.58	862.9	148.80	388.9	1671.7	83.2	0.76	1689765	8.46	171.8

حدس اولیه متناسب با مقاطع:

$$h_0 \cong 26cm$$
$$\frac{1}{\lambda} \cong 140cm$$
$$\lambda L \cong \frac{600\ cm}{140\ cm} = 4.29$$

باتوجه‌به جدول تکیه‌گاه مفصلی بار پیچشی متمرکز (جدول ۹–۱)

$$\lambda L = 4 \rightarrow \beta = 0.48$$
$$\lambda = 5 \rightarrow \beta = 0.39$$

محاسبه β با استفاده از درونیابی خطی:

$$\lambda = 4.29 \rightarrow \beta = 0.48 + \frac{4.29 - 4}{5 - 4}(0.39 - 0.48) = 0.45$$

رابطه خمش دومحوره در موقعیت وسط تیر کنترل می‌شود. نسبت $\frac{Z_x}{Z_y}$ برای مقاطع IPB برابر ۲ فرض می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}+\frac{M_{uf}}{\phi M_{ny}\div 2}\le 1$$

$$Z_x \ge \frac{M_{ux}}{\phi f_y}+\frac{M_{uy}+2M_{uf}}{\phi f_y}\left(\frac{Z_x}{Z_y}\right)$$

$$Z_x \ge \frac{1500}{0.9(2.4)}+\frac{0+2\times 112.5}{0.9(2.4)}(2.0)=903\ cm^3$$

$$try\ IPB24: Z_x = 1016\ cm^3$$

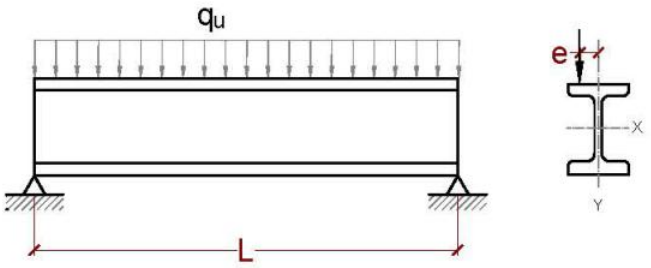
با تعیین مقطع،کنترل ظرفیت قابل انجام است.

مثال ۹-۷

تیر شکل زیر به طول $L=6m$ که تحت بارگسترده به شدت $q_u=2\frac{ton}{m}$ و خروج از محوریت $e=12cm$ قرار دارد. فقط اثر خمش و پیچش درنظر گرفته شود و تکیه‌گاه‌ها در هر دو طرف برای خمش مفصلی و برای پیچش گیردار می‌باشند. از وزن تیر صرف‌نظر گردد. مطلوب است:

الف) کنترل تیر از نیمرخ IPB24

ب) طراحی مقطع تیر از نیمرخ IPB



حل الف)

q_T مقدار لنگر گسترده پیچشی ضریب‌دار وارد بر واحد طول مقطع می‌باشد.

$$q_u = 2\frac{ton}{m}\times\frac{1m}{100cm}=0.02\frac{ton}{cm}$$

گام ۱- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور قوی

حداکثر لنگر خمشی در وسط دهانه رخ می‌دهد:

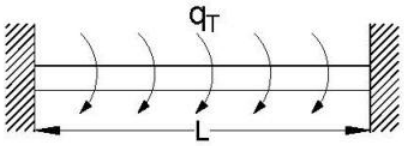
$$M_{ux}=\frac{q_u L^2}{8}=\frac{\left(0.02\frac{ton}{cm}\right)(600cm)^2}{8}=900\ ton.cm$$

گام ۲- محاسبه نیاز لنگر خمشی حول محور ضعیف

$$e = 12cm$$

$$q_T = q_u e = \left(0.02\frac{ton}{cm}\right)(12\ cm) = 0.24\frac{ton.cm}{cm}$$

بارگذاری پیچشی گسترده:



مشخصات مقاطع IPB24

$$h_0 = d - t_f = 24 - 1.7 = 22.3cm\ Z_x = 1016cm^3;\ Z_y = 494.8cm^3;\ \frac{1}{\lambda} = \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}} = 121.8cm$$

$$\lambda L \cong \frac{600\ cm}{121.8\ cm} = 4.93 \cong 5$$

باتوجه‌به جدول تکیه‌گاه گیردار بار پیچشی گسترده، در محل تکیه‌گاه (جدول ۹-۳)

$$\beta \cong 0.74$$

$$M_{uf} = \beta\frac{q_T}{h_0} \times \frac{L^2}{12}$$

$$M_{uf} = 0.74 \times \frac{0.24}{22.3} \times \frac{600^2}{12} = 242.1\ ton.cm$$

گام ۳- کنترل خمش دومحوره

رابطه خمش دومحوره در موقعیت تکیه‌گاه تیر کنترل می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{uf}}{\phi M_{ny} \div 2} \leq 1$$

$$\frac{900}{0.9(2.4 \times 1016)} + \frac{242.1}{0.9(2.4 \times 494.8) \div 2} = 0.41 + 0.45 = 0.86 \leq 1 \rightarrow OK$$

مقطع مناسب است.

حل ب)

مشخصات مقاطع IPB

IPB	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	Lp	Lr	rT	Kc	Cw	rts	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm2	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm	cm	mm	0.00	cm6	cm	cm
22	22	1.6	22	0.95	1.8	3.4	15.2	71.5	91	8090	736	9.43	802	2840	258	5.59	391.4	65.45	286.8	1426.0	61	0.76	295474	6.27	108.3
24	24	1.7	24	1	2.1	3.8	16.4	83.2	106	11260	938	10.3	1016	3920	327	6.08	494.8	85.47	312.0	1507.6	66.6	0.76	487344	6.83	121.8
26	26	1.75	26	1	2.4	4.15	17.7	93	118	14920	1150	11.2	1230	5130	395	6.58	597.1	100.40	337.6	1536.9	72.2	0.76	754190	7.35	139.8
28	28	1.8	28	1.05	2.4	4.2	19.6	103	131	19270	1380	12.1	1477	6590	471	7.09	712.3	118.28	363.8	1587.1	77.6	0.76	1130910	7.91	157.7
30	30	1.9	30	1.1	2.7	4.6	20.8	117	149	25170	1680	13	1790	8560	571	7.58	862.9	148.80	388.9	1671.7	83.2	0.76	1689765	8.46	171.8

حدس اولیه متناسب با مقاطع:

$$h_0 \cong 26cm$$

$$\frac{1}{\lambda} \cong 140cm$$

$$\lambda L \cong \frac{600\ cm}{140\ cm} = 4.29$$

باتوجه‌به جدول تکیه‌گاه گیردار بار پیچشی گسترده، در محل تکیه‌گاه (جدول ۹–۳)

$$\lambda L = 4 \rightarrow \beta = 0.81$$

$$\lambda = 5 \rightarrow \beta = 0.74$$

محاسبه β با استفاده از درونیابی خطی:

$$\lambda = 4.29 \rightarrow \beta = 0.81 + \frac{4.29 - 4}{5 - 4}(0.74 - 0.81) = 0.79$$

$$M_{uf} = \beta \frac{q_T}{h_0} \times \frac{L^2}{12}$$

$$M_{uf} = 0.79 \times \frac{0.24}{26} \times \frac{600^2}{12} = 218.8\ ton.cm$$

رابطه خمش دومحوره در موقعیت تکیه‌گاه تیر کنترل می‌شود. نسبت $\frac{Z_x}{Z_y}$ برای مقاطع IPB برابر ۲ فرض می‌شود.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{uf}}{\phi M_{ny} \div 2} \leq 1$$

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi f_y} + \frac{M_{uy} + 2M_{uf}}{\phi f_y}\left(\frac{Z_x}{Z_y}\right)$$

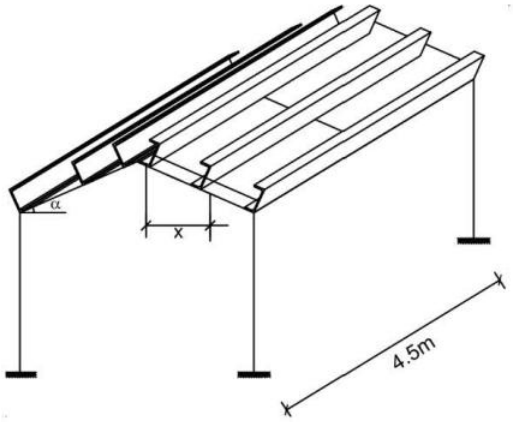
$$Z_x \geq \frac{900}{0.9(2.4)} + \frac{0 + 2 \times 221.5}{0.9(2.4)}(2.0) = 826\ cm^3$$

$$try\ IPB24: Z_x = 1016\ cm^3$$

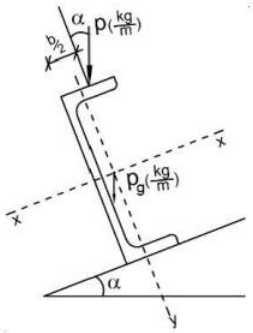
با تعیین مقطع، کنترل ظرفیت قابل انجام است.

مثال ۹–۸

برای پوشش سقف یک قاب صنعتی مطابق شکل ۹ــ۱۴ از لاپه UNP16 و یک ردیف میل‌مهار استفاده‌شده‌است. شیب سقف ۲۵ % و فاصله قاب‌ها ۴/۵ متر می‌باشد. هرگاه کل بار مرده افقی $20\frac{kg}{m^2}$ و بار برف $180\frac{kg}{m^2}$ و وزن هر متر مقطع UNP16 برابر $18.8\frac{kg}{m}$ باشد ضریب‌بار مربوط به وزن UNP را یک درنظر بگیرید. هر دو بار به تصویر افقی سطح مایل تأثیر می‌نماید. حداکثر فاصله افقی مجاز بین لاپه‌ها را تعیین کنید.



زاویه بارهای وارده بر لاپه مطابق شکل زیر است.



حل:

P بار سقف که شامل بار مرده ضریب‌دار و بار برف ضریب‌دار است. P_g وزن لاپه است.

$$P = 1.2 \times D + 1.6 \times S = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 180 = 312\ kg/m^2$$

$$\tan\alpha = 0/25 \Rightarrow \alpha = 14/04^\circ \rightarrow \begin{cases}\cos\alpha = 0/97 \\ \sin\alpha = 0/24\end{cases}$$

ابتدا بارهای وارده در دو راستای x و y لاپه تجزیه می‌شود:

بار سقف:

$$P_y = P\cos\alpha = 0.97P\ \frac{kg}{m}$$

$$P_x = P\sin\alpha = 0.24P\ \frac{kg}{m}$$

وزن لاپه:

$$\begin{cases}P_{gy} = P_g.\cos\alpha = 18.8 \times 0.97 = 18.24\ \frac{kg}{m} \\ P_{gx} = P_g.\sin\alpha = 18.8 \times 0.24 = 4.51\ \frac{kg}{m}\end{cases}$$

$$UNP16(b = 6.5cm, h = 16cm, t_f = 1.05cm, t_w = 0.75cm,$$
$$G = 18.8\ kg/m, S_x = 116cm^3, Z_x = 138.3cm^3, S_y = 18.3cm^3,$$

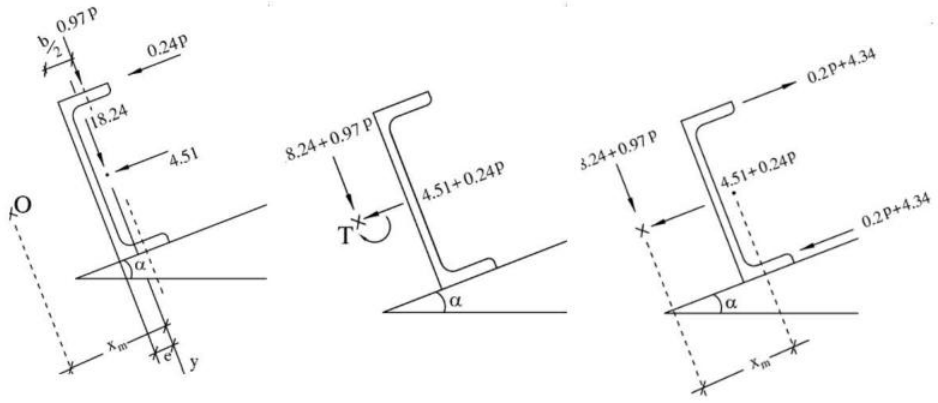
$Z_y = 35cm^3, J = 8.91cm^4, r_{ts} = 2.178\ cm, C_w = 5982cm^4,$
$x_m = 3.56cm, e_y = 1.84cm)$

پس از تجزیه نیروها در دو راستای x و y طبق شکل زیر آنها را به مرکز برش ناودانی منتقل کرده و لنگر پیچشی حاصل محاسبه می‌گردد:

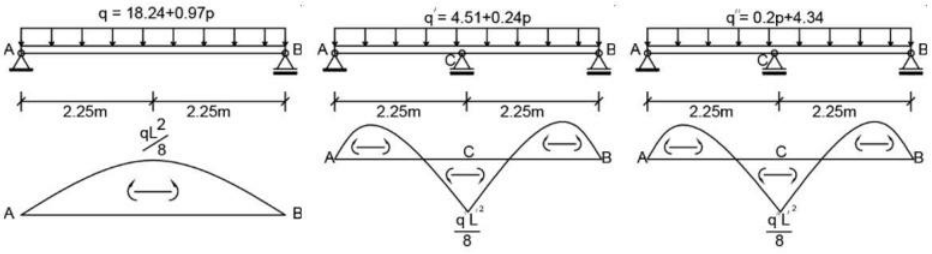
$$T = P_y \times \left(\frac{b}{2} + x_m - e_y\right) - P_x \times \left(\frac{h - t_f}{2}\right) + P_{gy} \times x_m$$

$$T = 0.97P\left(\frac{6.5}{2} + 3.56 - 1.84\right) - 0.24P\left(\frac{16-1.05}{2}\right) + 18.24 \times 3.56 = 3.027P + 64.93$$

$$H = \frac{T}{h - t_f} = \frac{3.027P + 64.93}{16 - 1.05} = (0.2P + 4.34)\frac{kg}{m}$$



دیاگرام لنگر خمشی حول محور x ، محورy و محورy بال پروفیل طبق شکل زیر رسم می‌شود.



$$M_x = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{(18.24 + 0.97P) \times 4/5^2}{8} = (46.17 + 2.455P)kg.m$$

$$M_y = \frac{q' \times L'^2}{8} = \frac{(4.51 + 0.24P) \times 2.25^2}{8} = (2.85 + 0.15P)kg.m$$

همان‌گونه‌که از شکل مشاهده می‌گردد، حداکثر مجموع لنگرها در نقطه C در وسط تیر AB اتفاق می‌افتد. باتوجه‌به آن‌که مقدار β در جداول بر این حالت ذکر نگردیده می‌توان آن‌را در جهت اطمینان برابر یک درنظر گرفت.

$$M'_y = \beta\frac{q'' \times L'^2}{8} = 1 \times \frac{(0.2P+4.34) \times 2.25^2}{8} = (0.126P + 2.75)kg.m$$

مقادیر L_p و L_r باتوجه‌به جدول اشتال برابر ۰/۹۶ و۵/۱۱۶ متر است و فاصله مهارهای جانبی باتوجه‌به صورت سؤال برای خمش حول محور x برابر ۲/۲۵ متر است که بین مقادیر L_p و L_r است. مقدار C_b برای این حالت برابر با ۱/۳ است.

$$M_{px} = Z_x \times F_y = 138.3 \times 10^{-6} m^3 \times 24000 \frac{ton}{m^2} = 3.3192\ ton.m$$

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{px}$$

$$M_{nx} = 1.3 \times \left[3.3192 - (3.3192 - 0.7 \times 24000 \times 116 \times 10^{-6}) \left(\frac{2.25 - 0.96}{5.116 - 0.96} \right) \right] \leq 3.3192$$

$$M_{nx} = 3.3192 ton.m$$

$$M_{cx} = \varphi M_{nx} = 0.9 \times 3.3192 = 2.99 ton.m$$

ظرفیت خمشی برای خمش حول محور y برای مقاطع فشرده:

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_{ny} = 24000 \times 35 \times 10^{-6} = 0.84\ ton.m \leq 1.6 \times 24000 \times 18.3 \times 10^{-6} = 0.7\ ton.m$$

$$M_{cy} = \varphi M_{ny} = 0.9 \times 0.7 = 0.63\ ton.m$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} + \frac{M'_y}{\frac{M'_{cy}}{2}} = \frac{46.17 \times 10^{-3} + 2.455P}{2.99} + \frac{2.85 \times 10^{-3} + 0.15P}{0.63} + \frac{2.75 \times 10^{-3} + 0.126P}{\frac{0.63}{2}} \leq 1.0$$

$$0.029 + 1.46P \leq 1$$

$$P \leq 0.665$$

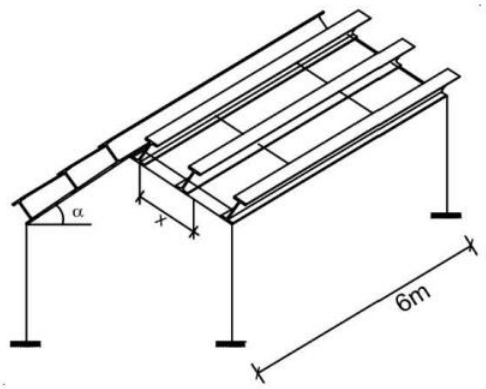
$$0.312 \times e \leq 0.665$$

$$e \leq 2.13m$$

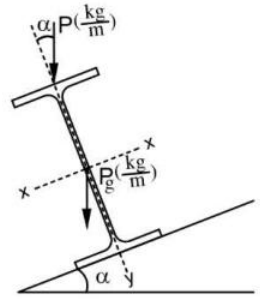
باتوجه‌به محاسبات صورت‌گرفته حداکثر فاصله لاپه ها ۲/۱۳ متر است.

مثال ۹-۹

برای پوشش سقف یک قاب صنعتی طبق شکل ۹ـ۲۶ از لاپه IPE16 و دو ردیف میل‌مهار استفاده‌شده‌است. درصورتی‌که شیب سقف ۳۰٪ و فاصله قاب‌ها ۶ متر و بار مرده سقف ۲۰ kg/m^2 (که در سطح مایل تأثیر می‌نماید) و بار برف ۲۰۰ kg/m^2 (که به تصویر افقی سطح مایل تأثیر می‌نماید) فرض شود، حداکثر فاصله مجاز بین لاپه‌ها را تعیین کنید، ضریب‌بار مربوط به وزن UNP را یک درنظر بگیرید.



بارهای وارده بر لاپه مطابق شکل زیر است.



حل:

در این مثال چون بار مرده در سطح مایل و بار برف در تصویر افقی سطح مایل عمل می‌کند، برای محاسبه برآیند بار جهت تعیین فاصله مجاز لاپه‌ها لازم است بار برف در $\cos\alpha$ ضرب گردد.

P بار سقف که شامل بار مرده ضریب‌دار و بار برف ضریب‌دار است. P_g وزن لاپه I شکل است.

$$P = 1.2 \times D + 1.6 \times S \times cos\,30^{\circ} = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 180 \times 0.96 = 300\frac{kg}{m^2} = 0.3\frac{ton}{m^2}$$

$$\tan\alpha = 0/3 \Rightarrow \alpha = 16/7^{\circ} \rightarrow \begin{cases}\cos\alpha = 0/96\\ \sin\alpha = 0/29\end{cases}$$

وزن سقف: ابتدا بارهای وارده در دو راستای x و y تجزیه می‌شود:

$$P_y = P\cos\alpha = 0.96P\frac{kg}{m}$$

$$P_x = P\sin\alpha = 0.29P\frac{kg}{m}$$

وزن لاپه:

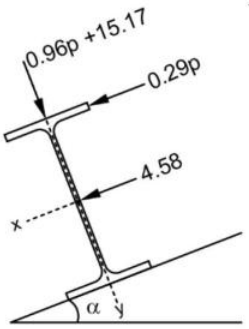
$$P_{gy} = P_g \times \cos\alpha = 15.8 \times 0.96 = 15.17\frac{kg}{m}$$

$$P_{gx} = P_g \times \sin\alpha = 15.8 \times 0.29 = 4.58\frac{kg}{m}$$

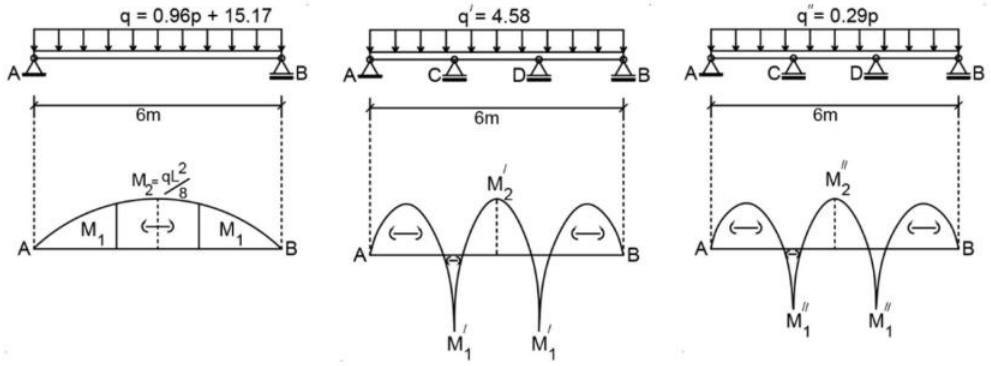
مشخصات فنی IPE16 از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

IPE 16	bf	8.2	cm	A	20.1	cm2	Ix	869	cm4	Iy	68	cm4	J	2.8	cm4	Lp	94	cm
	tf	0.74	cm	G	15.8	kg/m	Sx	109.0	cm3	Sy	16.7	cm3	rts	2.2	cm	Lr	344	cm
	d	16	cm	r	0.9	cm	rx	6.58	cm	ry	1.84	cm	Kc	0.74		Cw	3976	cm6
	tw	0.50	cm	K	1.64	cm	Zx	119.0	cm3	Zy	25.8	cm3	rT	2.2	cm	√ECw/GJ	61	cm

در شکل زیر نیروهای وارد بر مقطع لاپه در خمش حول محور x و y و محور y بال پروفیل نشان‌داده‌شده‌است.



دیاگرام لنگر خمشی طبق شکل زیر رسم می‌شود:



همان‌گونه‌که در شکل مشاهده می‌گردد در دو نقطه احتمال ماکزیمم بودن لنگر خمشی وجود دارد، اولی در یک سوم دهانه AB (یعنی نقاط CوD) و دیگری در وسط دهانه ABکه هر دو بررسی می‌گردد.

$$M_1 = 3q \times 2 - 2q \times 1 = 4q = 3.84P + 60.68 kg.m$$

$$M_2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{(0.96P + 15.17) \times 6^2}{8} = 4.32P + 68.27\ kg.m$$

$$M_1' = -0.1q'L'^2 = -0.1 \times 4.58 \times 2^2 = -1.83 kg.m$$

$$M_2' = 0.025q'L'^2 = 0.025 \times 4.58 \times 2^2 = 0.46 kg.m$$

$$M_1'' = -0.1q''L'^2 = -0.1 \times 0.29P \times 2^2 = -0.12P\ kg.m$$

$$M_2'' = 0.025q''L'^2 = 0.025 \times 0.29P \times 2^2 = 0.03P\ kg.m$$

باتوجه‌به آنکه مقدار β در جداول بر این حالت ذکر نگردیده می‌توان آن را در جهت اطمینان برابر یک درنظر گرفت.

مقادیر L_p و L_r باتوجه‌به جدول اشتال برابر ۰/۹۳ و۳/۶۸ متر است و فاصله مهارهای جانبی باتوجه‌به صورت سؤال برای خمش حول محور x برابر ۲ متر است‌که بین مقادیر L_p و L_r است. مقدار C_b برای قسمت AC و DB برابر ۱/۳ است.

$$M_{1nx} = F_{cr}S_x \leq M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x \times F_y = 124 \times 10^{-6} m^3 \times 24000 \frac{ton}{m^2} = 2.976\ ton.m$$

$$M_{1nx} = C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_{px}$$

$$\mathrm{M_{1nx}} = 1.3 \times \left[2.976 - (2.976 - 0.7 \times 24000 \times 109 \times 10^{-6})\left(\tfrac{2-0.93}{3.68-0.93}\right)\right] \le 2.976$$

$$M_{1nx} = 2.976 ton.m$$

$$M_{1cx} = \varphi M_{1nx} = 0.9 \times 2.976 = 2.68 ton.m$$

مقدار C_b برای قسمت CD در جهت اطمینان برابر یک فرض می‌شود.

$$\mathrm{M_{2nx}} = \mathrm{F_{cr}S_x} \le \mathrm{M_{px}}$$

$$\mathrm{M_{px}} = \mathrm{Z_x} \times \mathrm{F_y} = 124 \times 10^{-6}\mathrm{m^3} \times 24000\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m^2}} = 2.976\ \mathrm{ton.m}$$

$$M_{2nx} = C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_{px}$$

$$M_{2nx} = 1 \times \left[2.976 - (2.976 - 0.7 \times 24000 \times 109 \times 10^{-6})\left(\tfrac{2-0.93}{3.68-0.93}\right)\right] \le 2.976$$

$$\mathrm{M_{2nx}} = 2.53 \mathrm{ton.m}$$

$$\mathrm{M_{2cx}} = \varphi \mathrm{M_{2nx}} = 0.9 \times 2.53 = 2.28 \mathrm{ton.m}$$

ظرفیت خمشی برای خمش حول محور y برای مقاطع فشرده:

$$\mathrm{M_{ny}} = \mathrm{M_{py}} = \mathrm{F_yZ_y} \le 1.6\mathrm{F_yS_y}$$

$$\mathrm{M_{ny}} = 24000 \times 26.1 \times 10^{-6} = 0.626\ \mathrm{ton.m} \le 1.6 \times 24000 \times 16.7 \times 10^{-6} = 0.64\ \mathrm{ton.m}$$

$$\mathrm{M_{cy}} = \varphi \mathrm{M_{ny}} = 0.9 \times 0.626 = 0.563\ \mathrm{ton.m}$$

برای نقطه واقع در یک سوم تیر AB می‌توان نوشت:

$$\frac{\mathrm{M_{ux}}}{\mathrm{M_{cx}}} + \frac{\mathrm{M_{uy}}}{\mathrm{M_{cy}}} + \frac{\mathrm{M'_y}}{\frac{\mathrm{M'_{cy}}}{2}} = \frac{3.84P + 60.68 \times 10^{-3}}{2.68} + \frac{-1.83 \times 10^{-3}}{0.563} + \frac{-0.12P}{\frac{0.563}{2}} \le 1.0$$

$$0.019 + \mathrm{P} \le 1$$

$$\mathrm{P} \le 0.981$$

برای نقطه واقع وسط تیر AB می‌توان نوشت:

$$\frac{\mathrm{M_{ux}}}{\mathrm{M_{cx}}} + \frac{\mathrm{M_{uy}}}{\mathrm{M_{cy}}} + \frac{\mathrm{M'_y}}{\frac{\mathrm{M'_{cy}}}{2}} = \frac{4.32P + 68.27 \times 10^{-3}}{2.28} + \frac{0.46 \times 10^{-3}}{0.563} + \frac{0.03\mathrm{P}}{\frac{0.563}{2}} \le 1.0$$

$$0.031 + 2\mathrm{P} \le 1$$

$$\mathrm{P} \le 0.485$$

$$\mathrm{x} \le \frac{0.485}{\mathrm{P}} = \frac{0.485}{0.3} = 1.6\mathrm{m} \Rightarrow \mathrm{x} \le 1.6\mathrm{m}$$

باتوجه‌به محاسبات صورت گرفته حداکثر فاصله لاپه‌ها ۲٫۱۳ متر است.

۹-۱۱ تمرین‌های فصل نهم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ در کلیه مسائل فصل، از وزن تیر صرف‌نظر گردد.

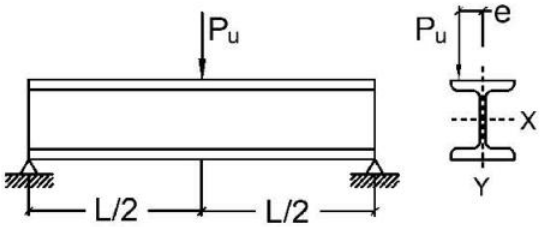
ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۹-۱

تیری به طول L مطابق شکل مدنظر است. این تیر در محل دو تکیه‌گاه دارای مهار جانبی بال فشاری بوده و تیر از لحاظ خمش و پیچش دارای تکیه‌گاه ساده می‌باشد. بار متمرکز ضربیدار P_u با خروج از مرکزیت e در وسط دهانه اعمال شده‌است. کفایت تیر را با مقطع IPE27 کنترل نمایید. مهار جانبی در محل تکیه‌گاه‌ها و بار متمرکز تأمین شده است.

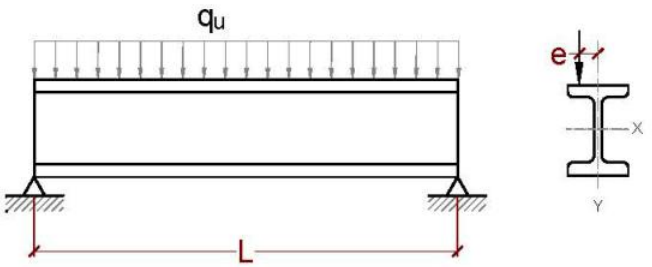
$$L = \frac{\kappa}{5}(m), P_u = \frac{\kappa}{8}(ton), e = 5cm$$



تمرین ۹-۲

تیر دو سر ساده هم از لحاظ خمش و هم از لحاظ پیچش به‌صورت شکل زیر به طول L تحت بار گسترده یکنواخت ضریب‌دار q_u با خروج از مرکزیت e قرار دارد. تیر را با نیمرخ IPB24 کنترل کنید. فقط اثر خمش و پیچش درنظر گرفته شود.

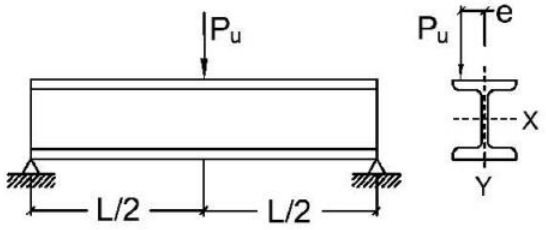
$$L = \frac{\kappa}{5}(m), q_u = \frac{\kappa}{20}\left(\frac{ton}{m}\right), e = 10cm$$



تمرین ۹-۳

تیر دو سر ساده هم از لحاظ خمش و هم از لحاظ پیچش به‌صورت شکل زیر به طول L تحت بار متمرکز ضریب‌دار P_u در وسط دهانه با خروج از مرکزیت e قرار دارد. مطلوب‌است طراحی تیر از نیمرخ IPB. (فقط اثر خمش و پیچش در نظر گرفته شود.)

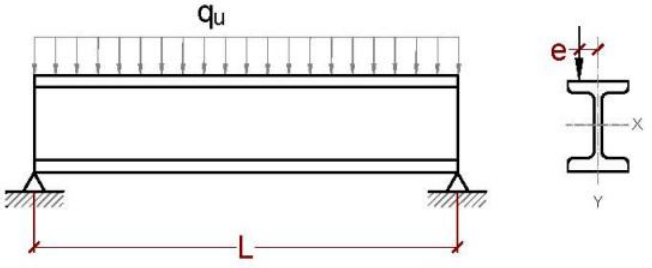
$$L = \frac{\kappa}{5}(m), P_u = \frac{\kappa}{5}(ton), e = 5cm$$



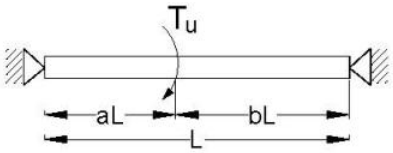
تمرین ۹-۴

مطلوب‌است تعیین کوچک‌ترین نیمرخ IPB تیر شکل زیر که بتواند بارگسترده به شدت q_u را با خروج از مرکزیت e تحمل کند. فقط اثر خمش و پیچش درنظر گرفته شود و تکیه‌گاه‌ها در هر دو طرف برای خمش مفصلی و برای پیچش گیردار می‌باشند.

$$L = \frac{\kappa}{5}(m), q_u = \frac{\kappa}{20}\left(\frac{ton}{m}\right), e = 7cm$$



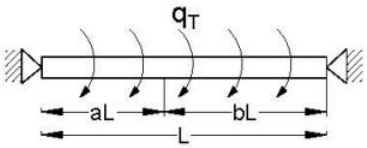
جدول ۹–۱ مقادیر β محل اعمال بار برای تیر تحت لنگر پیچشی متمرکز و تکیه‌گاه پیچشی ساده



$$M_{uf} = \beta \frac{T_u}{h_0} abL \ (@x = aL)$$

λL	β				
	$a = 0.5$	$a = 0.4$	$a = 0.3$	$a = 0.2$	$a = 0.1$
۰/۵	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۹	۰/۹۹
۱/۰	۰/۹۲	۰/۹۳	۰/۹۴	۰/۹۵	۰/۹۷
۲/۰	۰/۷۶	۰/۷۷	۰/۸۰	۰/۸۴	۰/۹۱
۳/۰	۰/۶۰	۰/۶۲	۰/۶۵	۰/۷۲	۰/۸۳
۴/۰	۰/۴۸	۰/۵۰	۰/۵۴	۰/۶۲	۰/۷۶
۵/۰	۰/۳۹	۰/۴۱	۰/۴۵	۰/۵۴	۰/۷۰
۶/۰	۰/۳۳	۰/۳۴	۰/۳۹	۰/۴۷	۰/۶۵
۸/۰	۰/۲۵	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۳۷	۰/۵۵
۱۰/۰	۰/۲۰	۰/۲۱	۰/۲۴	۰/۳۱	۰/۴۸

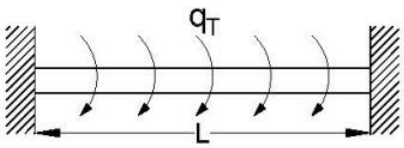
جدول ۹–۲ مقادیر β محل اعمال بار برای تیر تحت لنگر پیچشی گسترده یکنواخت و تکیه‌گاه پیچشی ساده



$$M_{uf} = \beta \frac{q_T}{h_0} \times \frac{abL^2}{2} \ (@x = -aL)$$

λL	β				
	$a = 0.5$	$a = 0.4$	$a = 0.3$	$a = 0.2$	$a = 0.1$
۰/۵	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98
۱/۰	0.91	0.91	0.91	0.91	0.92
۲/۰	0.70	0.71	0.71	0.72	0.74
۳/۰	0.51	0.51	0.52	0.54	0.57
۴/۰	0.37	0.37	0.38	0.41	0.44
۵/۰	0.27	0.27	0.29	0.31	0.34
۶/۰	0.20	0.20	0.22	0.24	0.28
۸/۰	0.12	0.12	0.13	0.16	0.19
۱۰/۰	0.08	0.08	0.09	0.11	0.14

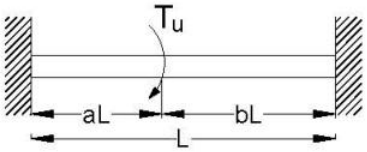
جدول ۹–۳ مقادیر β تکیه‌گاه برای تیر تحت لنگر پیچشی گسترده یکنواخت و تکیه‌گاه پیچشی گیردار



$$M_{uf} = \beta \frac{q_T}{h_0} \times \frac{L^2}{12} \ (@x = 0 \ and \ x = L)$$

λL	0.5	1	2	3	4	5	6	8
β	۰/۹۹	۰/۹۸	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۸۱	۰/۷۴	۰/۶۷	۰/۵۶

جدول ۹–۴ مقادیر β تکیه‌گاه برای تیر تحت لنگر پیچشی متمرکز و تکیه‌گاه پیچشی گیردار

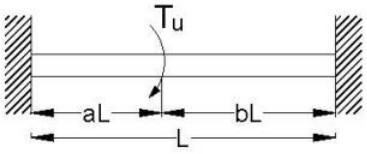


$$M_{uf} = \beta_1 \frac{T_u}{h_0} ab^2 L \ (@x = 0)$$

$$M_{uf} = \beta_2 \frac{T_u}{h_0} a^2 bL \ (@x = L)$$

λL	$a = 0.5$	$a = 0.4$		$a = 0.3$		$a = 0.2$	
	$\beta_1 = \beta_2$	β_1	β_2	β_1	β_2	β_1	β_2
۰/۵	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۹۹
۱/۰	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۹	۰/۹۸
۲/۰	۰/۹۲	۰/۹۳	۰/۹۲	۰/۹۴	۰/۹۲	۰/۹۶	۰/۹۲
۳/۰	۰/۸۵	۰/۸۶	۰/۸۴	۰/۸۸	۰/۸۴	۰/۹۱	۰/۸۵
۴/۰	۰/۷۶	۰/۷۸	۰/۷۵	۰/۸۱	۰/۷۵	۰/۸۶	۰/۷۷
۵/۰	۰/۶۸	۰/۷۰	۰/۶۷	۰/۷۴	۰/۶۷	۰/۸۰	۰/۶۹
۶/۰	۰/۶۰	۰/۶۳	۰/۵۹	۰/۶۷	۰/۶۰	۰/۷۵	۰/۶۲
۸/۰	۰/۴۸	۰/۵۱	۰/۴۷	۰/۵۶	۰/۴۹	۰/۶۵	۰/۵۲
۱۰/۰	۰/۳۹	۰/۴۲	۰/۳۹	۰/۴۷	۰/۴۱	۰/۵۶	۰/۴۴

جدول ۹–۵ مقادیر β محل اعمال بار برای تیر تحت لنگر پیچشی متمرکز و تکیه‌گاه پیچشی گیردار



$$M_{uf} = \beta \frac{T_u}{h_0} \times 2a^2 b^2 L \ (@x = aL)$$

λL	$a = 0.5$	$a = 0.3$	$a = 0.1$
۰/۵	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰
۱/۰	۰/۹۸	۰/۹۹	۱/۰۱
۲/۰	۰/۹۲	۰/۹۵	۱/۰۵
۳/۰	۰/۸۵	۰/۹۱	۱/۱۰
۴/۰	۰/۷۶	۰/۸۵	۱/۱۶
۵/۰	۰/۶۸	۰/۷۹	۱/۲۱
۶/۰	۰/۶۰	۰/۷۳	۱/۲۵

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

فصل ۱۰

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۱۰

طراحی اتصالات پیچ‌ومهره‌ای

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دوم) ـ محسن گرامی

مطالب فصل:

۱۰-۱	پیشگفتار
۱۰-۲	انواع اتصال پیچ‌ومهره‌ای
۱۰-۳	اجزاء، انواع و ضوابط پیچ
۱۰-۴	روش‌های بستن پیچ
۱۰-۵	سوراخ پیچ
۱۰-۶	طراحی اتصالات اتکایی تحت برش
۱۰-۷	طراحی اتصال اصطکاکی تحت برش
۱۰-۸	طراحی اتصالات پیچی تحت کشش
۱۰-۹	اتصالات پیچی تحت اثر توام کشش و برش
۱۰-۱۰	اتصالات پیچی تحت اثر پیچش
۱۰-۱۱	اتصالات پیچی تحت اثر برش و پیچش
۱۰-۱۲	اتصالات پیچی تحت اثر خمش
۱۰-۱۳	اتصال پیچی تحت نیروی برشی و لنگر خمشی
۱۰-۱۴	تست‌های فصل دهم
۱۰-۱۵	تمرینهای فصل دهم

۱۰-۱ پیشگفتار

در یک سازه فولادی منظور از اتصال صفحات و نیم‌رخ‌های نورد شده توسط وسایل اتصال (پیچ و پرچ‌ها) و یا جوش به هم، ساخت یک قطعه مستقل و یا اتصال و یکپارچه‌کردن قسمت‌های **مختلف** آن سازه می‌باشد. از اتصالات هم در عملیات ساخت کارخانه‌ای قطعاتی که از چند نیمرخ جداگانه تشکیل می‌شوند و هم در مرحله مونتاژ سازه در پای‌کار استفاده می‌شود.

همچنین در مواردی که حمل‌ونقل یک عضو سازه‌ای به دلیل طول بسیار زیاد آن مشکل و یا غیرممکن باشد، آن قطعه را به قطعات کوچک‌تری تقسیم کرده و پس از آن در محل نصب توسط یک سری اتصالات به هم متصل می‌کنند.

روش نام‌گذاری نمادها در این فصل مطابق جدول ۱۰–۱ می‌باشد. واژه «تلاش» کمّیتهای تنش، نیرو و لنگر را بیان می‌نماید.

جدول ۱۰–۱ معرفی نمادهای مورداستفاده

شرح	مثال
تنش برشی و تنش کششی، حروف کوچک	f_t: تنش کششی، f_v: تنش برشی
نیرو، لنگر خمشی و لنگر پیچشی، حروف بزرگ	F, P: نیرو، V: نیروی برشی، M: لنگر خمشی، T: لنگر پیچشی
تلاش ناشی از بارهای ضریب دار یا نهایی، زیرنویس u	f_u: تنش نهایی ناشی از بارهای ضریب دار F_u: نیروی ناشی از بارهای ضریب دار T_u: لنگر پیچشی ناشی از بارهای ضریب دار
مؤلفه راستای محورهای x و y	f_x و f_y: مؤلفه تنش در راستای محورهای x و y
کمّیتهای خاص	f_y: تنش تسلیم f_u: تنش نهایی f_{nv}: مقاومت اسمی (تنش) برشی f_{ub}: تنش نهایی مصالح پیچ f_{up}: تنش نهایی مصالح ورق اتصال
تلاشهای ناشی از بار محوری P، اندیس بالانویس	$f_v^{(P)}$: تنش برشی ناشی از بار P
تلاشهای ناشی از بار خمشی M، اندیس بالانویس	$f_t^{(M)}$: تنش کششی یا فشاری ناشی از بار خمشی M.
تلاشهای ناشی از لنگر پیچشی T، اندیس بالانویس	$f_v^{(T)}$: تنش برشی ناشی از لنگر پیچشی T
ترکیب اندیسهای فوق	$f_{ut}^{(M)}$: تنش کششی یا فشاری ناشی از بار خمشی ضریب دار M $f_{tx}^{(M)}$: تنش کششی یا فشاری ناشی از بار خمشی M در راستای x R_{uvx}^{T}: مؤلفه برشی نیروی ضریب دار R ناشی از لنگر پیچشی T در راستای محور x R_{uvx}^{V}: مؤلفه برشی نیروی ضریب دار R ناشی از نیروی برشی V در راستای محور x R_{uvx}: مؤلفه برشی نیروی ضریب دار R در راستای محور x

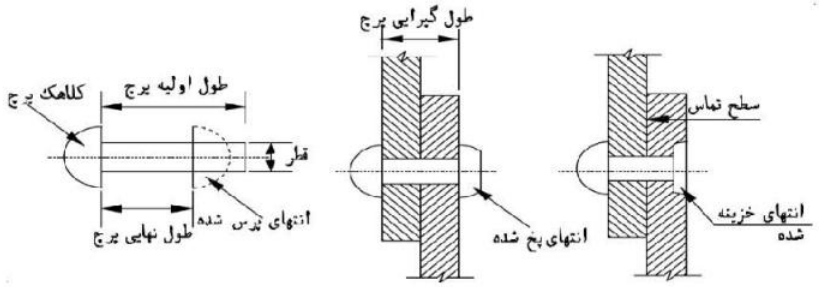
باتوجه‌به کاربردی بودن این کتاب، توصیه می‌شود جهت اطلاع از کاربرد فناوری‌های مرتبط با اجرای هر یک از بخش‌های معرفی شده، به وب‌سایت کارخانه‌های تولیدکننده مراجعه شود[۱].

۱-۱-۱۰ پیچ و پرچ

برای سالیان متمادی روش رایج در ساخت اتصالات فلزی پرچ‌کاری بود. با ابداع تکنیک جوشکاری و پیچ‌های با مقاومت بالا، نظر به مزیت‌های اقتصادی و رفتار بهتر آنها، استفاده از پرچ به‌سرعت کاهش یافت. امروزه استفاده توأم از پیچ و جوش می‌تواند بهره اقتصادی بالایی به همراه داشته باشد. بدین صورت که ابتدا توسط جوشکاری قطعات اصلی در کارخانه ساخته شده و سپس در محل نصب توسط پیچ‌های با مقاومت بالا در جای خود قرار داده می‌شوند. با استفاده از این روش می‌توان کیفیت بالای جوشکاری کنترل شده را با سرعت مونتاژ سریع توسط پیچ‌ها تلفیق کرد.

پرچ یکی از وسایل بسیار قدیمی برای اتصالات سازه‌های فولادی است که از یک تنه استوانه‌ای که یک سر آن دارای کلاهک می‌باشد، تشکیل می‌شود. فولادهایی که جهت ساختن پرچ از آنها استفاده می‌شود، فولادهای نرمه‌ای هستند که از دو نوع فولاد ASTM انتخاب شده‌اند. پرچ A502 درجه یک با $f_y = \frac{1900\ kgf}{cm^2}$ و نوع A502 درجه دو با $f_y = \frac{2600\ kgf}{cm^2}$ برای سازه‌های فولادی معرفی شده‌اند که تنش‌های تسلیم ذکر شده، تنش‌های تسلیم میلگردهای مصرفی آنهاست.

نحوه عملیات پرچ‌کاری بدین صورت است که ابتدا اعضای مورد اتصال را با قطری به‌اندازه ۱/۶ میلیمتر بزرگ‌تر از قطر پرچ سوراخ کرده و بر روی یکدیگر قرار می‌دهند، سپس پرچ‌ها را تا حالت سرخ شده کامل (حدود ۹۵۰ درجه سانتیگراد) حرارت می‌دهند و بدنه استوانه‌ای حرارت داده شده را به درون سوراخ‌هایی که قبلاً آماده شده‌اند وارد می‌کنند. با ثابت نگه‌داشتن سر کلاهک دار پرچ، سر دیگر را توسط چکش می‌کوبند تا به فرم کلاهک درآمده و پرچ محکم شود. با انجام عملیات فوق بدنه پرچ به طور کامل وارد سوراخ شده و فضای داخلی آن را مطابق شکل ۱۰–۱ پر می‌کند. پس از سرد شدن، ساقه پرچ (قسمت استوانه‌ای شکل) جمع شده و اتصال کاملاً محکم می‌گردد. طی سرد شدن و انقباض پرچ، نیروهای کششی در آن ایجاد می‌شود که چون به خوبی قابل اطمینان و محاسبه نیست از وجود آنها در محاسبات اتصالات پرچی صرف‌نظر می‌شود.



شکل ۱۰–۱ نمایش اتصالات پرچی

[۱] نمونه‌ای از عکسها و فیلمهای جمع‌آوری شده مرتبط با مباحث اجرایی این فصل، در آدرس زیر موجود و قابل مشاهده است. https://mgerami.profile.semnan.ac.ir/#downloads

از مزایای عمده پرچ‌کاری امکان اتصال هر نوع فولادی توسط آن است ولی به دلایلی از قبیل نیاز به نیروی انسانی ماهر، ضعیف شدن مقطع فولادی به دلیل سوراخ‌کردن مقطع، امکان زنگ‌زدگی در سطح برآمده پرچ و سروصدای زیاد در حین عملیات پرچ‌کاری، جز در مواردی خاص، مورد استقبال قرار نمی‌گیرد.

۲-۱-۱۰ مزایای اتصالات پیچی

امروزه استفاده از پیچ به‌عنوان یک ابزار اتصال مناسب و قابل‌اطمینان در سازه‌های فولادی، بسیار رایج و متداول گردیده است. مصالح پیچ‌ها دارای مقاومت گسیختگی به‌مراتب بالاتر از فولادهای ساختمانی معمولی هستند. دستیابی به پیچ‌های با مقاومت مناسب و باکیفیت خوب، موجب فراهم شدن افق‌های جدیدی در اتصالات سازه‌های فولادی شده است.

- سرعت اجرا

سرعت اجرای سازه‌های با اتصالات پیچ‌ومهره‌ای نسبت به اتصالات جوشی بالاتر و کاملاً قابل‌لمس می‌باشد و زمان ساخت سازه‌های پیچ‌ومهره‌ای کمتر از سازه‌های با اتصالات جوشی است و باتوجه‌به مدت‌زمان بالای اجرای پروژه‌های کشورمان این نوع از سازه‌ها جهت کاهش زمان ساخت پیشنهاد می‌گردد.

- سرعت نصب و مونتاژ بالا

در این‌گونه از سازه‌ها به دلیل حذف کامل جوشکاری در محل نصب سازه، عملیات ساخت فقط به جای‌گذاری قطعات و بستن تعدادی پیچ‌ومهره محدود می‌شود که این عامل باعث افزایش چشمگیر سرعت نصب می‌شود و خطاهای نصب به حداقل خود می‌رسد.

- امکان باز نمودن اتصالات و استفاده مجدد از اعضای سازه

اعضای سازه‌های فولادی را که با پیچ به یکدیگر متصل شده‌اند می‌توان به‌راحتی از یکدیگر جدا نمود و در محل دیگری مجدّداً آنها را به یکدیگر متصل کرد.

- دورریز (پرت) مصالح

معمولاً محاسب در انتخاب مقاطع تیرآهن با محدودیت مواجه می‌شود و مجبور است با اضافه‌کردن ورق و جوشکاری، به مقطع موردنظر برسد، حال‌آنکه در ساختمان پیچ‌ومهره‌ای امکان اضافه‌کردن مقاطع سبک‌تر با مقاومت بیشتر وجود دارد که استفاده از ورق در ساخت مقاطع، پرت آهن‌آلات را به حداقل می‌رساند.

- عدم محدودیت در تأمین وسایل و تجهیزات و شرایط محیطی کار

ممکن است در شرایطی، درجه حرارت محیط، تهویه هوا، محل استقرار وسایل و تجهیزات لازم برای جوشکاری فراهم نباشد، در نتیجه از اتصالات پیچی به‌عنوان یک روش جایگزین استفاده می‌شود.

- ایمنی و پایداری سازه

هم از لحاظ تئوری و هم از لحاظ عملی ثابت شده است که ساختمان‌های پیچ‌ومهره‌ای به دلیل کیفیت بهتر، پایداری بیشتری در برابر زلزله و نیروهای جانبی دارند.

- خوردگی سازه

در سازه‌های پیچ‌ومهره‌ای قبل از رنگ‌آمیزی، قطعات توسط دستگاه‌های سندبلاست و وایربرس تحت‌نظر واحد کنترل کیفی زنگ‌زدایی می‌شوند، اما در سازه‌های جوشی این عملیات انجام نمی‌گیرد و همچنین در سازه‌های جوشی به‌جای رنگ غنی اززروی که در سازه‌های پیچ‌ومهره‌ای استفاده می‌شوند، ضدزنگ به‌کار می‌رود که این امر باعث خوردگی سریع سازه می‌شود.

۱۰-۱-۳ معایب اتصالات پیچی

عمده‌ترین عیب در اتصالات پیچی اجرای غلط و نامناسب سوراخ‌ها و عدم دقت در میزان پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها است؛ بنابراین بایستی به‌دقت محل سوراخ‌ها تعیین شده و با وسایل و تجهیزات مناسب عمل سوراخ نمودن اعضا صورت گیرد.

۱۰-۱-۴ فولاد مصرفی در اجزاء اتصال

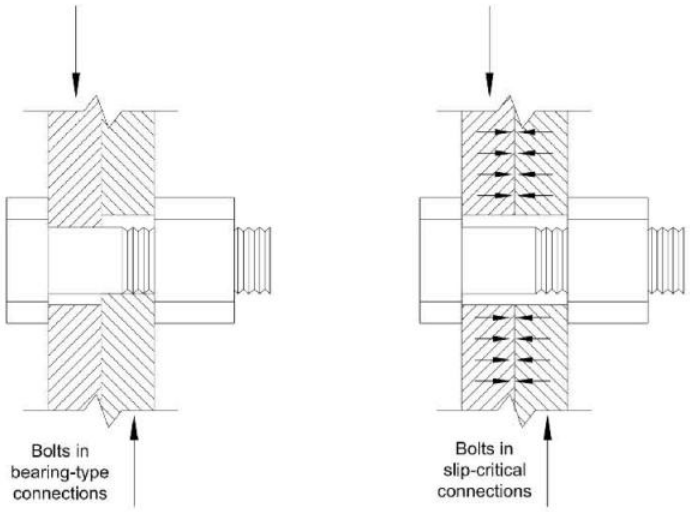
فولاد مصرفی در ساخت اعضاء معمولاً پروفیل از نوع ST37 یا ورق‌های از نوع ST37 و یا ST52 می‌باشد.

فولاد مصرفی در ساخت اعضاء سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید دارای مقاومت کششی نهایی حداقل ۱٫۲ برابر مقاومت حد تسلیم باشد[۱]، به‌عبارت‌دیگر: $F_u \geq 1.2F_y$

۱۰-۲ انواع اتصال پیچ‌ومهره‌ای

چنانچه راستای اعمال نیرو موازی محور پیچ باشد، در ناحیه تماس دو صفحه اتصال تنش فشاری و در پیچ اتصال تنش کششی ایجاد می‌شود. اتصالاتی که در آنها راستای اعمال نیرو بر محور پیچ عمود باشد، مطابق شکل ۱۰–۲ به دو نوع اتکایی و اصطکاکی تقسیم می‌شوند.

[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۳ـ۳



شکل ۱۰–۲ اتصال اتکایی و اتصال اصطکاکی

۱۰-۲-۱ اتصالات اتکایی (برشی)

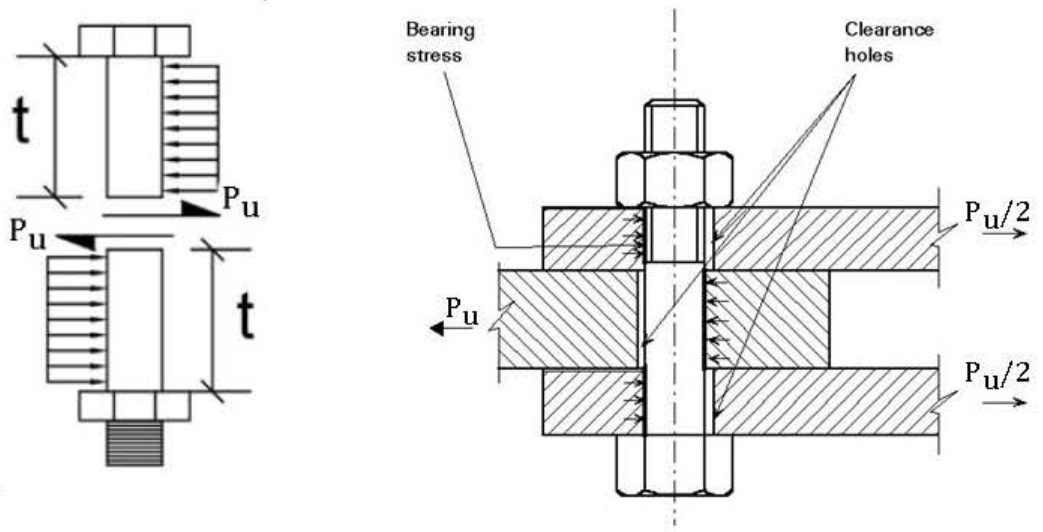
در مواردی که لغزش جزئی بین صفحات اتصال مجاز باشد از اتصال اتکایی (برشی) استفاده می‌شود. این لغزش به‌گونه‌ای است که بدنه پیچ با جداره سوراخ‌ها در تماس باشد. معیار طراحی در اتصالات اتکایی مقاومت اتصال است. در اتصالات اتکایی پس از لغزش صفحات، انتقال بارهای وارده بر اتصال توسط ترکیبی از عمل اصطکاکی و برشی در پیچ و در بدنه سوراخ است. تا زمانی که بارهای وارده از نوع استاتیکی باشد و تغییر جهت ندهد یک چنین لغزشی فقط یک‌بار اتفاق خواهد افتاد و بعد از آن لغزش عملاً پیچ از طریق تماس مستقیم خود با بدنه سوراخ به انتقال نیرو خواهد پرداخت.

مهره اتصال اتکایی، به دلیل مسائل اجرایی و جهت اطمینان از خارج نشدن پیچ از سوراخ استفاده می‌شود و در تحمل تنش نقش اساسی ندارد. بستن پیچ‌ومهره در این اتصال، اندکی تنش کششی در پیچ ایجاد می‌کند ولی نه در حدی که مانع از لغزش صفحات بر روی یکدیگر شود. به بستن پیچ‌ومهره در این حالت، بست اولیه اطلاق می‌شود که بیانگر مقدار سفت کردن لازم پیچ‌ومهره تحت شرایط مذکور می‌باشد.

در صورت اعمال بارهای دینامیکی، جهت لغزش اتصال مرتّباً عوض شده و موضع تماس بدنه پیچ با جداره سوراخ تغییر می‌کند.

در اتصال اتکایی، اندکی لغزش ایجاد می‌شود تا بدنه پیچ با جداره سوراخ مماس شود و نیروی اتصال توسط نیروی برشی پیچ، بین صفحات منتقل گردد. تنش موجود در پیچ در این اتصال، تنش برشی است.

با اعمال نیرو در اتصال شکل ۱۰–۳ نیروی کششی P_u به نیروی برشی $V_u = \frac{P_u}{2}$ در بدنه پیچ تبدیل می‌شود.



شکل ۱۰–۳ مکانیزم انتقال بار در اتصالات اتکایی

خرابی اتصال اتکایی ممکن است با انهدام پیچ و یا انهدام ورق همراه باشد. تعیین حداقل مجاز فواصل سوراخ‌ها از یکدیگر و از لبه ورق، جهت جلوگیری از ایجاد حالت‌های مختلف گسیختگی اتصال می‌باشد. قبل از محاسبه تنش‌ها، فرضیات ساده‌کننده‌ای به‌منظور یکی نمودن تنش‌های محاسبه شده با تنش‌های واقعی به‌صورت زیر ارائه می‌شود:

الف) از تغییر شکل‌های ورق صرف‌نظر می‌شود.

ب) از مقاومت اصطکاکی در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود.

ج) از تمرکز تنش در نزدیکی سوراخ‌ها صرف‌نظر می‌شود.

د) تنش برشی در سطح مقطع پیچ یکنواخت فرض می‌شود.

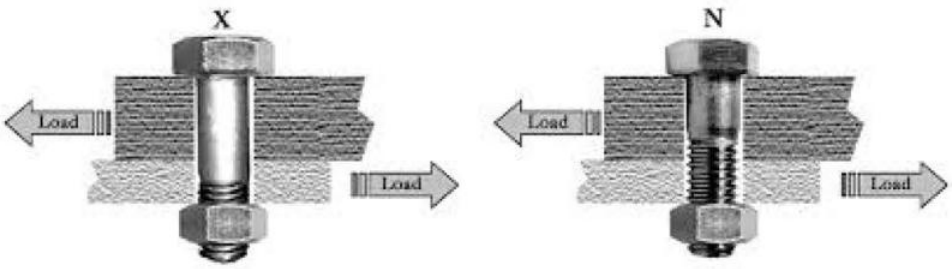
ه) فرض می‌شود که تغییر شکل برشی پیچ متناسب با تنش برشی باشد.

و) تنش فشاری بین پیچ و ورق به‌صورت یکنواخت در سطحی برابر با حاصل‌ضرب ضخامت ورق در قطر پیچ در نظر گرفته می‌شود.

ز) از خمش پیچ صرف‌نظر می‌شود.

۱۰-۲-۲ حضور ناحیه رزوه در صفحه برش

در صورت وجود ناحیه رزوه شده پیچ در صفحه برش (صفحه میان دو ورق اتصال)، پس از لغزش اتصال، ناحیه رزوه شده در برابر پیچ مقاومت می‌کند که سطح مقطع آن از ناحیه رزوه نشده کمتر است. ازاین‌رو مقاومت برشی پیچ، مطابق شکل زیر به موقعیت صفحه برش پیچ نسبت به ناحیه رزوه شده بستگی دارد. ازآنجاکه سطح مقطع اسمی پیچ، همان سطح مقطع رزوه نشده است و محاسبات بر مبنای آن انجام می‌شود، وجود رزوه وکاهش مقطع خالص پیچ، توسط ضریبی در روابط لحاظ می‌شود. مقاومت اسمی تنش برشی پیچ‌ها و قطعات دندانه شده، در آیین‌نامه‌ها به‌صورت جدول ارائه می‌شوند.



صفحه برش در ناحیه خارج رزوه صفحه برش در ناحیه رزوه

شکل ۱۰–۴ صفحه برش داخل و خارج ناحیه رزوه شده

۱۰-۲-۳ اتصالات اصطکاکی

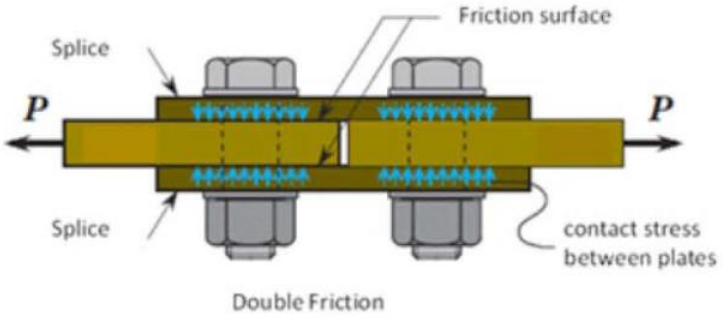
هنگامی‌که پیچ درون سوراخ صفحات اتصال قرار می‌گیرد، علاوه بر مهره باید از واشر نیز استفاده نمود. باید توجه شود که واشر مصرفی در اتصال اصطکاکی نباید از نوع واشر فنری باشد. بر اساس مبحث دهم، در طراحی لرزه‌ای تنها باید از اتصال اصطکاکی استفاده شود. به‌عبارت‌دیگر، در طراحی همه اتصالات قاب‌های خمشی و قاب‌های دوگانه و نیز اتصالات مهاربندی و وصله ستون‌های باربر جانبی در قاب‌های ساده باید از این نوع عملکرد استفاده نمود.

در این نوع اتصال جهت اطمینان از عدم لغزش دو صفحه و همچنین افزایش نیروی اصطکاک میان آنها، لازم است پیچ‌ومهره بیشتر از بست اولیه سفت شوند (بست ثانویه). در این مرحله تنش‌های ایجاد شده در پیچ تا حدی زیاد است که تغییر شکل غیرارتجاعی در آن ایجاد می‌کند و اصطلاحاً پیچ پیش‌تنیده می‌گردد. به بستن پیچ‌ومهره جهت ایجاد پیش‌تنیدگی، بست ثانویه اطلاق می‌شود.

با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی T_b در پیچ‌ها، تنش کششی در آنها ایجاد می‌شود که منجر به فشردن صفحات اتصال به یکدیگر می‌شود. نیروی فشاری عمود بر صفحات اتصال، نیروی اصطکاکی در راستای بارگذاری و موازی صفحات اتصال ایجاد می‌کند. مقدار ضریب اصطکاک μ بستگی به وضعیت سطوح قطعات تشکیل دهنده اتصال دارد و عواملی نظیر آغشته بودن سطوح به رنگ، روغن و یا زنگ زده بودن سطوح و غیره در مقدار μ دخالت دارد. نتایج آزمایشات نشان می‌دهد که مقدار μ در سطوح تماس فولادی از ۰/۲ تا ۰/۶ متغیر است.

> در اتصال اصطکاکی، لغزش ایجاد نمی‌شود و پیچ‌ها با جداره سوراخ در تماس نیستند. ازاین‌رو نیروی برشی اتصال، توسط اصطکاک بین صفحات منتقل می‌شود. تنش موجود در پیچ در این اتصال، از نوع کششی است.

در شکل ۱۰–۵ یک اتصال اصطکاکی که وسایل اتصال آن پیچ‌های پرمقاومت می‌باشد، نشان‌داده‌شده است.



شکل ۱۰–۵ اتصال اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت

۱۰-۲-۴ رنگ‌آمیزی اتصالات پیچی

در اتصالات اصطکاکی، پوشش دو سطح اتصال دارای اهمیت است، تا ضمن مماس شدن و نداشتن اعوجاج، اصطکاک موردنیاز نیز تأمین شود. ازاین‌رو رنگ‌آمیزی این سطوح توسط آیین‌نامه‌ها دارای محدودیت می‌باشد.

در اتصالات اتکایی (غیر اصطکاکی)، رنگ کردن سطوح تماس به‌طورکلی مجاز است. در اتصالات اصطکاکی شرایط لازم در سطوح تماس باید طبق مقررات مربوط به پیچ‌های اصطکاکی رعایت شود[۱].

۱۰-۲-۵ تأثیر نوع اتصال بر رفتار اعضای سازه‌ای

در ساخت ستون‌های مرکب، اتصال پروفیل‌های طولی توسط بست انجام می‌شود. اتصالات بست، می‌تواند از نوع جوشی و یا پیچی با عملکرد اتکایی و یا اصطکاکی باشد. ضریب لاغری ستون مرکب برای خمش حول محور بدون مصالح، نیاز به اصلاح دارد که ضابطه لاغری اصلاح شده، برای اتصالات اتکایی و اصطکاکی متفاوت است. جزئیات بیشتر در فصل طراحی اعضای فشاری این مجموعه و همچنین مبحث دهم بند ۱۰ــ۲ــ۴ــ۷ ارائه شده است.

اتصالات متصل‌کننده‌های میانی می‌توانند از نوع جوشی و یا پیچی با عملکرد اتکایی یا اصطکاکی باشند، لیکن اتصالات متصل‌کننده‌های انتهایی باید از نوع جوشی یا پیچی با عملکرد اصطکاکی باشند[۲].

۱۰-۲-۶ ترکیب پیچ و جوش

وقتی که پیچ‌های معمولی یا پیچ‌های پرمقاومت در حالت اتصال اتکایی (غیر اصطکاکی) به‌صورت مشترک با جوش استفاده شود، نباید فرض کرد که آنها در تحمل بار با جوش سهیم هستند. در این صورت کل تنش در اتصال را باید جوش به تنهایی تحمل کند.

[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ــ۴ــ۵ــ۴

[۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ــ۲ــ۴ــ۷

در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پرمقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد مشروط بر اینکه در اتصال‌های برشی سوراخ پیچ‌ها از نوع استاندارد یا دارای شکاف‌های عمود بر جهت بار و جوش‌های گوشه تحت اثر بار طولی در نظر گرفته شده باشند. در چنین اتصال‌هایی، مقاومت موجود در پیچ‌ها را نباید بزرگ‌تر از ۵۰ درصد مقاومت موجود پیچ‌ها در حالت اتکایی در نظر گرفت. تقویت از طریق جوشکاری در خصوص ساختمان‌های موجودی که اتصالات آنها از نوع پیچی می‌باشد به شرطی مجاز است که پیچ‌های موجود از نوع اصطکاکی طراحی و اجرا شده باشند. در این‌گونه موارد پیچ‌های موجود را می‌توان برای انتقال بارهای موجود فرض نموده و جوش باید تنش‌های اضافی را انتقال دهند.

۱۰-۲-۷ محدودیت‌های اتصالات اصطکاکی

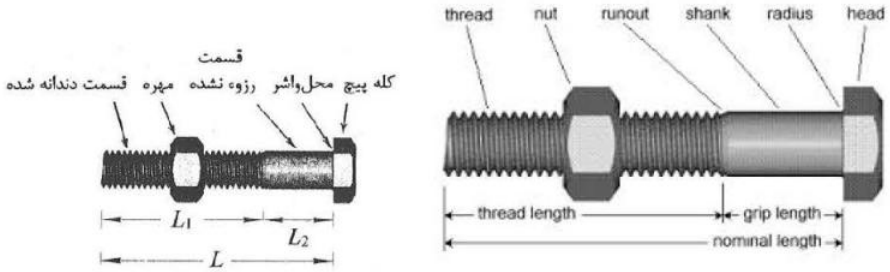
برای اتصالات زیر باید از اتصال اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت یا جوش استفاده شود.

- وصلهٔ ستون‌ها در ساختمان‌های چندطبقه با ارتفاع بیش از ۴۰ متر
- اتصال کلیهٔ تیرها و شاه‌تیرها به ستون‌هایی که مهار آنها به ساختمان‌های چندطبقه با ارتفاع بیش از ۴۰ متر وابسته است.
- کلیهٔ سازه‌هایی که جرثقال هایی با ظرفیت بیش از ۵۰ کیلونیوتن را تحمل می‌کنند. وصلهٔ خرپاها یا تیرهای شیب دار سقف، اتصال خرپاها به ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، مهار ستون‌ها، مهارهای زانویی بین خرپا یا تیر سقف و ستون وتکیه گاه های جرثقال مشمول این امر می باشند.
- در اتصالات اعضایی که تکیه‌گاه ماشین‌های متحرک یا سایر بارهای زنده‌ای هستند که باعث ایجاد ضربه یا بارهای رفت و برگشتی می‌شوند.

درکلیهٔ حالت های دیگر می‌توان از اتصال اتکایی با پیچ‌های پرمقاومت یا با پیچ‌های معمولی، اتصال اصطکاکی با پیچ پرمقاومت و یا اتصال جوشی استفاده کرد

۱۰-۳ اجزاء، انواع و ضوابط پیچ

تقسیم‌بندی پیچ‌های معمولی و پرمقاومت بر اساس مقاومت نهایی کششی و نوع مصالحی که پیچ‌ها از آن ساخته و تولید می‌شوند، صورت می‌گیرد. در شکل ۱۰–۶ نمای ظاهری یک پیچ نشان‌داده‌شده است. یک پیچ کامل متشکل از تنه پیچ، مهره و واشر است. خود پیچ از کله پیچ، بدنه و قسمت رزوه شده تشکیل شده است. هر دو نوع پیچ معمولی و پرمقاومت دارای شکل ظاهری مشابه یکدیگر هستند.



شکل ۱۰–۶ شکل ظاهری مجموعه پیچ

۱۰-۳-۱ پیچ‌های معمولی (ساده)

این پیچ‌ها که در ساخت آنها دقت کمی به کار می‌رود از فولاد با کربن کم ساخته می‌شوند. در طبقه‌بندی استاندارد ASTM پیچ A307 از نوع ساده بوده و معمولاً این عبارت در کله پیچ و در قسمت شش‌ضلعی حک شده است مشخص می‌شوند. این پیچ‌ها از ارزان‌ترین نوع پیچ به شمار می‌روند. عمده‌ترین مورد استعمال این پیچ‌ها در سازه‌های فولادی سبک، قطعات فولادی درجه دوم نظیر مهاربندها و خرپاهای کوچک است. از این پیچ‌ها به‌عنوان وسایل کمکی مونتاژ نیز در اتصالاتی که اعضای اصلی آنها توسط جوش و یا پیچ‌های پرمقاومت متصل می‌شوند، استفاده می‌گردد.

استفاده از پیچ‌های معمولی فقط در اتصالات اتکایی و استفاده از پیچ‌های پرمقاومت، برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی مجاز است[۱].

۱۰-۳-۲ پیچ‌های پرمقاومت

عرضه پیچ‌های با مقاومت بالا تحول زیادی در صنعت سازه‌های فولادی به وجود آورد. مصالح پیچ‌های با مقاومت بالا از فولاد با کربن متوسط است که خود و مهره آنها به‌وسیله عملیات حرارتی و تبرید و بازپخت تهیه می‌شوند. پیچ‌های معرفی شده در استاندارد ASTMکه در صنعت ساختمان رواج بیشتری دارند، به همراه تنش نهایی آنها، در جدول ۱۰–۲ ارائه شده‌اند.

[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ــ۲ــ۹ــ۳

جدول ۱۰-۲ تنش نهایی مصالح پیچ‌ومهره

ASTM #	DIN #	محدوده قطر پیچ	تنش نهایی f_{ub}
A307		¼ ~ 4" 6.35 ~ 102 mm	$400\ MPa \cong 4\frac{ton}{cm^2}$
A325	8.8	½ ~ 1" $d_B \leq 24mm$	$800\ MPa \cong 8\frac{ton}{cm^2}$
A325		1 ~ 1½ " $d_B > 24mm$	$725\ MPa \cong 7.25\frac{ton}{cm^2}$
A490	10.9	½ ~1½"	$1000\ MPa \cong 10\frac{ton}{cm^2}$
A540[1]	12.9		$1200\ MPa \cong 12\frac{ton}{cm^2}$

در استاندارد DIN مطابق جدول، نوع پیچ به‌صورت چیدمان دو عدد معرفی می‌شوند که عدد سمت چپ بیانگر تنش نهایی پیچ برحسب 100MPa (تقریباً معادل $1.0\frac{ton}{cm^2}$) و عدد سمت راست، ضریبی است که با ضرب آن در تنش نهایی، مقدار تنش تسلیم پیچ مشخص می‌شود.

به‌عنوان مثال برای پیچ 8.8

$$F_{ub} = 800MPa \cong 8\frac{ton}{cm^2} \rightarrow F_{yb} = 0.8 \times F_{ub} = 640MPa \cong 6.4\frac{ton}{cm^2}$$

همچنین برای پیچ 10.9

$$F_{ub} = 1000MPa \cong 10\frac{ton}{cm^2} \rightarrow F_{yb} = 0.9 \times F_{ub} = 900MPa \cong 9\frac{ton}{cm^2}$$

قطر پیچ‌های پرمقاومت در محدوده ۱۲ تا ۳۸ میلیمتر می‌باشد و M16, M18, M20, M22, M24, M27, M30 در کارهای ساختمانی رواج بیشتری دارند. پیچ‌های با مقاومت بالاتر را تا حدی سفت می‌کنند که در آنها نیروی کششی معینی که سبب فشرده شدن قطعات فولادی تا حد مطلوبی به یکدیگر می‌شود به وجود آید. در این حالت انتقال نیرو در گره از طریق نیروی اصطکاکی بین قطعات متصل انجام خواهد گرفت. بدین سبب هرگاه در اتصالی فولادی، مقاومت بالا در برابر لغزش قطعات موردنیاز باشد از پیچ‌های با مقاومت بالا به‌صورت اصطکاکی استفاده می‌گردد و هرگاه چنین مقاومتی موردنظر نباشد از حالت برشی (اتکایی) استفاده می‌شود.

در ایران، کارخانه‌های مختلفی در امر تولید پیچ‌ومهره فعالیت دارند. بعضی از این کارخانه‌ها با استاندارد ایالات متحده (ASTM) و برخی دیگر با استاندارد اروپا (DIN) محصولات خود را شامل پیچ، مهره و واشر تولید می‌نمایند. از جمله آنها می‌توان شرکت‌های ایران پیچ، ایران توحید را نام برد.

[1] مقاومت فولادهای ASTM به رده‌بندی آنها نیز بستگی دارد و نوع A540 در جدول به صورت تقریبی درج شده است.

در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصله ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای،کلیه پیچ‌ها باید از نوع پرمقاومت و با رفتار اتصال اصطکاکی باشند[۱].

۱۰-۳-۳ نماد معرفی پیچ‌های اتصالات

ضمن تعیین نوع فولاد پیچ، جزئیات دیگری توسط پسوند تعریف شده است که در کتاب‌های طراحی سازه‌های فولادی استفاده می‌شود. جدول ۱۰–۳ پسوندهای مختلف را برای فولاد نوع A325 بیان می‌کند.

جدول ۱۰–۳ پسوندهای نماد پیچ

پسوند	مثال	توضیحات
N	A325N or A325-N	پیچ در اتصال اتکایی استفاده شده و مقطع رزوه از صفحه برش می‌گذرد.
X	A325X or A325-X	پیچ در اتصال اتکایی استفاده شده و مقطع رزوه از صفحه برش نمی‌گذرد.
SC	A325SC or A325-SC	پیچ در اتصال اصطکاکی استفاده شده است.

۱۰-۴ روش‌های بستن پیچ

روش‌های بستن پیچ، باتوجه‌به نوع اتصال (اتکایی و یا اصطکاکی) به دو مرحله بست اولیه و بست ثانویه تقسیم‌بندی می‌شود. در اتصال اتکایی تنها بست اولیه اجرا می‌گردد ولی در اتصال اصطکاکی هر دو بست اجرا می‌گردند.

۱۰-۴-۱ بست اولیه

چنانچه ذکر گردید، بست اولیه طبق تعریف نشان‌دهنده حالتی است که تمامی سطوح یک اتصال در تماس کامل با یکدیگر باشند. چنانچه در این وضعیت تماس کامل برقرار نگردید، از طریق «ورق پرکننده[۲]» تماس کامل حاصل می‌گردد. اگر در این وضعیت فضایی خالی بین سطوح اتصال موجود باشد به‌نحوی‌که تماس کامل برقرار نشود، باید اتصال باز شود و پس از قراردادن ورق پرکننده مناسب و انجام اصلاحات لازم، تماس کامل برقرار شود. به مقدار سفتی پیچ در این حالت «سفتی کامل» می‌گویند که طبق تعریف، متناظر با وضعیتی است که کارگر ماهر با آچار معمولی بدون آنکه با وزن خود به دسته آچار نیرو وارد کند، با به‌کارگیری آخرین توان خود نتواند پیچ را محکم‌تر نماید.

برای کنترل میزان سفت‌کردن پیچ در بست اولیه، ابتدا این بست برای تعدادی پیچ (از هر رده و قطر) و تحت‌نظر مهندس ناظر اجرا می‌شود. سپس مهندس ناظر با «آچار تنظیم»، لنگر پیچشی پیچ‌ها را اندازه‌گیری می‌کند و مقداری را برای لنگر پیچشی پیچ‌های

[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۳ـ۳ـ۳

[۲] Filler plate

آن رده و با آن قطر در نظر می‌گیرد. پس از این مرحله، سایر پیچ‌های بسته شده تا حد بسط اولیه، توسط «آچار تنظیم» و کنترل لنگر پیچشی آنها با مقدار مشخص شده، قابل‌کنترل می‌باشد.

محکم‌کردن پیچ‌های هر اتصال در دو مرحله انجام می‌گیرد. اول، تعدادی از پیچ‌ها تا حد سفتی کامل محکم می‌شوند، تا اطمینان حاصل شود که سطوح تماس کاملاً به هم چسبیده‌اند، سپس تمام پیچ‌ها در سوراخ قرار گرفته کاملاً سفت می‌شوند. در تمام مراحل محکم کردن پیچ‌ها باید دقت کرد که از چرخیدن پیچ‌ومهره با هم جلوگیری به عمل آید. محکم‌کردن پیچ‌های شل شده ناشی از محکم شدن پیچ‌های مجاور تا حد بسط اولیه بلامانع است.

۲-۴-۱۰ بست ثانویه

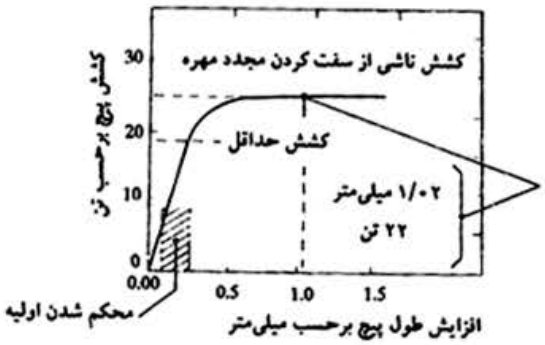
چنانچه در بخش قبل ذکر گردید، در اتصالات اتکایی ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی لازم نیست ولی در اتصالات اصطکاکی پیچ‌ها باید پیش‌تنیده گردند. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی در برخی پیچ‌های متداول مطابق مقادیر جدول می‌باشد. در مواردی که قطر اسمی پیچ غیر از اعداد ذکر شده است، حداقل نیروی پیش‌تنیدگی برابر $0.55A_b f_{ub}$ است و با فرض آنکه سطح مقطع پیچ در ناحیه رزوه حدود ۸۰ درصد مساحت اسمی پیچ باشد، حداقل نیروی پیش‌تنیدگی معادل $0.7A_{eb} f_{ub}$ در نظر گرفته می‌شود. در این روابط A_b سطح مقطع اسمی پیچ، A_{eb} سطح مقطع خالص یا سطح مقطع زیر دندانه‌ها و f_{ub} تنش کششی نهایی مصالح پیچ می‌باشد. برای سایر رده پیچ‌ها می‌توان از تناسب بین تنش کششی نهایی آنها بهره برد.

بست ثانویه را می‌توان توسط آچار دسته بلند، آچار معمولی با استفاده از دو کارگر یا به‌وسیلهٔ آچار بادی تأمین نمود. لازم است ابزارهای مورداستفاده در محکم‌کردن پیچ‌ها، در اتصالات پیچی با عملکرد اصطکاکی و در اتصالات پیچی تحت کشش مستقیم، در هر مرحله تنظیم و کنترل گردند. اگر در چرخاندن پیچ‌ها از آچارهای بادی استفاده شود، باید فشار باد را طوری تنظیم کرد که در یک مرحله، مهره‌ها را بدون چرخیدن پیچ تا مرحلهٔ سفتی کامل برساند و در مرحلهٔ بعد، پیش‌تنیدگی پیچ توسط ازدیاد فشار باد یا با روش دستی ایجاد شود. تنظیم باد کمپرسور متضمن استفاده از آچار مدرج (تورک متر) یا آزمون و خطاهای متوالی می‌باشد و باید در آن دقت کامل به عمل آید. حصول اطمینان از ایجاد شدن نیروی کششی لازم در پیچ‌ها الزامی است. ابزارهای نمایشگر نیرو در اتصالات پیچی با عملکرد اصطکاکی را می‌توان در ترکیب با پیچ‌ومهره و واشر مطابق روش‌های بستن پیچ به کار برد. روش نصب و بازرسی این ابزارها باید توسط سازنده ارائه شود و به تأیید ناظر برسد.

در بست ثانویه، مراحل محکم‌کردن پیچ‌های اتصال مشابه مراحل مذکور در بست اولیه، در دو قسمت انجام می‌گیرد. اول، تعدادی از پیچ‌ها تا حد سفتی کامل محکم می‌شوند، تا اطمینان حاصل شود که سطوح تماس کاملاً به هم چسبیده‌اند، سپس تمام پیچ‌ها در سوراخ قرار گرفته کاملاً سفت می‌شوند و در مرحلهٔ دوم، پیچ‌ها پیش‌تنیده می‌گردند. همچنین در تمام مراحل محکم‌کردن پیچ‌ها باید دقت کرد که از چرخیدن پیچ‌ومهره با هم جلوگیری به عمل آید.

اگر یک مهره یا پیچ پس از محکم شدن کامل در بست ثانویه، به دلایلی باید شل شود، لازم است که مجموعه پیچ‌ومهره کلاً تعویض شود. همچنین بازکردن و استفاده مجدد از پیچ‌هایی که به حد پیش‌تنیدگی رسیده‌اند، مجاز نمی‌باشد.

نتایج آزمایشگاهی مقدار کشش و تغییر شکل پیچ، به‌صورت نمونه در شکل ۱۰–۷ نمایش داده شده است.



شکل ۱۰–۷ کشش و افزایش طول پیچ در یک آزمایش

۱۰-۴-۳ روش‌های بستن پیچ (بست ثانویه)

هرگاه پیچ با مقاومت بالایی نصب گردد، اساسی‌ترین الزامی که در نصب آن وجود دارد، ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی کافی در پیچ است. میزان این نیروی پیش‌تنیدگی به مقدار حداکثر باید به نحوی باشد که تغییر شکل و گسیختگی پیچ را سبب نگردد.

۱۰-۴-۳-۱ استفاده از آچارهای مدرج (تورک متر) [1]

در این روش با استفاده از آچارهای مخصوص به نام تورک‌متر (گشتاورسنج) بر پیچ تا حد معینی کوپل پیچشی وارد می‌کنند به‌نحوی‌که در آن، حد پیش‌تنیدگی معین شده به دست آید. در این روش طبق آزمایش‌ها، معلوم شده که به طور متوسط در حدود $\pm$۱۰ درصد نیروی پیش‌تنیدگی از مقدار معین شده قبلی نوسان دارد. این روش معمولاً برای کنترل پیش‌تنیدگی پیچ به‌کار می‌رود.

برای رسیدن به نیروی پیش‌تنیدگی لازم است پیچ یا مهره، با لنگر پیچشی معینی سفت شوند. مقدار لنگر لازم به نوع پیچ، قطر پیچ و وضعیت روان‌سازی (روغن‌کاری و یا گریس‌کاری) پیچ بستگی داشته و برای پیچ‌های مختلف، در جدول ۶ــ۱۰ ارائه شده است. نمونه آچار تورک‌متر و ابزار تنظیم آن در شکل ۱۰–۸ مشاهده می‌شود.

[1] Calibrated wrench tightening



شکل ۱۰–۸ آچار تورک‌متر و دستگاه تنظیم آن

۱۰-۴-۳-۲ پیچاندن مناسب مهره با دور اضافی[۱]

این روش اجرایی‌ترین روش در نصب پیچ‌هاست. ابتدا مهره پیچ توسط آچارهای متعارف باقدرت کامل پیچانده می‌شود و سپس بر طبق جدول ۱۰–۴ به آن، دور اضافه تحمیل می‌کنند. این جدول مقدار دور لازم را برحسب طول پیچ و وضعیت سطوح خارجی قسمتهایی که به یکدیگر قرار است پیچ شوند، نشان می‌دهد.

جدول ۱۰–۴ چرخش اضافی لازم برای پیش‌تنیده کردن پیچ

طول گیر پیچ (L_b) ؛ قطر پیچ (d_b)	تعداد دور اضافه برای پیش‌تنیده کردن پیچ
$L_b \le 4d_b$	$\frac{1}{3}$ دور
$4d_b \le L_b \le 8d_b$	$\frac{1}{2}$ دور
$8d_b \le L_b \le 12d_b$	$\frac{2}{3}$ دور

نحوه اجرای بست ثانویه پیچ با دور اضافی در شکل ۱۰–۹ نمایش داده شده است.



شکل ۱۰–۹ چرخش اضافی

[۱] Turn-of-nut tightening

۱۰-۴-۳-۳ واشرهای DTI

یکی از جدیدترین روش های نصب پیچ‌های با مقاومت بالا، مطابق شکل ۱۰—۱۰ استفاده از واشرهای نشان‌دهنده میزان نیروی پیش‌تنیدگی است. طی این روش، واشری که از یک سطح صاف و از سطح دیگر دارای برآمدگی است بین سر پیچ و قطعه فولادی قرار می‌دهند به‌نحوی‌که سطح غیر صاف آن در مقابل سطح درونی پیچ قرار گیرد. این برآمدگی واشر سبب ایجاد فاصله‌ای بین واشر و پیچ خواهد شد که این فاصله به تناسب ازدیاد نیروی کششی کم می‌شود. عملاً میزان پیش‌تنیدگی پیچ‌ها زمانی مناسب است که این فاصله برابر با ۰/۴ میلیمتر گردد.



شکل ۱۰—۱۰ واشر DTI

۱۰-۴-۳-۴ پیچ‌های جدا شونده

روش دیگر برای حصول پیش‌تنیدگی، استفاده از پیچ‌های ویژه حساس به‌کشش یا جداشونده [1] است که در آنها، با رسیدن به نیروی کششی خاص، عضو شاخص متصل به کله پیچ به‌صورت پیچشی کنده می‌شود (شکل ۱۰—۱۱). در این روش باید اطمینان حاصل شود که نیروی کششی در لحظه کنده شدن عضو فوق، با مشخصات طرح مطابقت داشته باشد. مراحل محکم‌کردن این پیچ‌ها نیز مانند روش چرخش مهره می‌باشد.



شکل ۱۰—۱۱ پیچ جداشونده

[1] Twist-off Bolt or Tension-control bolts TC-Bolt

۱۰-۴-۳-۵ پیچ‌های هوشمند

نوعی دیگر از پیچ‌های جدید پیچ‌های هوشمند[۱] می‌باشند که در آنها، میزان پیش‌تنیدگی پیچ با تغییر رنگ مواد تعبیه شده در سر پیچ، قابل تشخیص و کنترل است. این نوع پیچ در سال‌های گذشته در مرحله تحقیقات بود که اخیراً وارد تولید انبوه در صنعت ساختمان شده است. مطابق شکل ۱۰—۱۲ ناحیه مذکور در این نوع پیچ، ابتدا به رنگ قرمز بوده و پس از حصول پیش‌تنیدگی لازم، به رنگ سیاه متمایل می‌گردد.



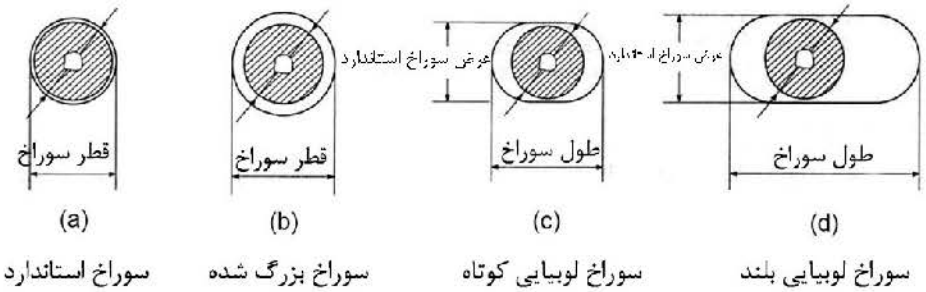
شکل ۱۰—۱۲ پیچ هوشمند

۱۰-۵ سوراخ پیچ

سوراخ‌کاری در سازه فولادی به‌منظور اجرای اتصال پیچ‌ومهره‌ای و یا اتصالات پرچی و در زمان آماده‌سازی و بستن پیچ‌ها یا اجرای پرچ در زمان نصب انجام می‌شود. در این بخش، ضوابط مرتبط با سوراخ‌کاری اعضای فولادی بیان شده است[۲].

۱۰-۵-۱ انواع سوراخ

سوراخ‌ها در اتصالات پیچی به انواع استاندارد، بزرگ شده، لوبیایی کوتاه و لوبیایی بلند تقسیم می‌شوند. اندازه سوراخ به‌وسیله قطر سوراخ (d_h)، طول و یا عرض سوراخ مطابق شکل ۱۰—۱۳ معرفی می‌گردد.



شکل ۱۰—۱۳ انواع سوراخ در اتصالات پیچی

[۱] Smart Bolt

[۲] برای جزئیات بیشتر به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۲ و مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۱۵ مراجعه شود.

۱۰-۵-۲ سوراخ استاندارد

سوراخ استاندارد، سوراخ دایره‌ای‌شکل مناسب با قطر پیچ با حداقل لقی ممکن می‌باشد. معمولاً طراحی اتصال بر اساس سوراخ استاندارد انجام می‌شود و جهت جبران خطاهای مراحل ساخت و نصب، سوراخ استاندارد با برقو تراشیده شده و به سوراخ بزرگ‌شده تبدیل می‌شود.

۱۰-۵-۳ سوراخ بزرگ شده یا فراخ

سوراخ فراخ (لق) به شکل دایره‌ای است و قطر آن اندکی از سوراخ استاندارد بیشتر است.

استفاده از سوراخ بزرگ شده فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز می‌باشد[۱].

۱۰-۵-۴ سوراخ لوبیایی کوتاه و بلند

سوراخ‌های لوبیایی را می‌توان به یکی از روش‌های منگنه‌زنی در یک مرحله، مته کردن یا منگنه کردن در چند مرحله و یا برش ماشینی ایجاد نمود. در صورت لزوم، لبه سوراخ لوبیایی باید در انتهای سوراخ‌کاری صاف شود.

در اتصالات اصطکاکی، استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده، لوبیایی بلند (فقط در یکی از ورق‌های اتصال) و لوبیایی کوتاه در هر امتدادی مجاز است. در اتصال اتکایی، سوراخ‌های لوبیایی کوتاه و لوبیایی بلند، فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو مجاز هستند و استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده در این نوع اتصال مجاز نمی‌باشد[۲]. نمونه سوراخ لوبیایی در شکل ۱۰–۱۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۰–۱۴ سوراخ لوبیایی

[۱] م ۱۰ بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۲

[۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۲

در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصله ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، سوراخ‌ها باید از نوع استاندارد و یا لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشند[۱].

۱۰-۵-۵ ابعاد سوراخ

چنانچه در بخش‌های قبل نیز به آن اشاره شد، قطر سوراخ (d_h) اندکی از قطر پیچ (d_b) بیشتر است تا در قرار دادن پیچ در جای خود، مشکلی در اجرا نباشد. ازاین‌رو لازم است قطعات فولادی متناسب با قطر پیچ، سوراخ شوند[۲]. حداکثر مجاز ابعاد اسمی سوراخ‌ها مطابق جدول ۱۰–۵ می‌باشد. لازم به ذکر است در ورق‌های کف ستون، حداکثر مجاز قطر سوراخ برابر $d_b + 6mm$ می‌باشد.

جدول ۱۰–۵ ابعاد اسمی سوراخ پیچ

Bolt #	قطر پیچ (d_b)	ابعاد اسمی سوراخ (d_h) بر حسب میلیمتر			
		قطر سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ شده	سوراخ لوبیایی کوتاه	سوراخ لوبیایی بلند
M16	16 mm	۱۸	۲۰	۱۸×۲۲	۱۸×۴۰
M20	20 mm	۲۲	۲۴	۲۲×۲۶	۲۲×۵۰
M22	22 mm	۲۴	۲۸	۲۴×۳۰	۲۴×۵۵
M24	24 mm	۲۷	۳۰	۲۷×۳۲	۲۷×۶۰
M27	27 mm	۳۰	۳۵	۳۰×۳۷	۳۰×۶۷
M30	30 mm	۳۳	۳۸	۳۳×۴۰	۳۳×۷۵
M36, ...	≥ 36 mm	$d_b + 3$	$d_b + 8$	$(d_b + 3)(d_b + 10)$	$(d_b + 3)(2.5d_b)$

۱۰-۵-۶ روش‌های سوراخ‌کاری

سوراخ‌کاری عضو فولادی به روش‌های مته‌کاری، منگنه (پانچ) و ماشین‌کاری انجام می‌شود. در اجرای صنعتی سازه‌های فولادی، یکی از مشکلات اجرایی عمده اتصالات پیچ‌ومهره‌ای، عدم انطباق سوراخ‌های اتصال در زمان نصب است؛ لذا ساخت و اجرای این اتصالات، نیاز به‌دقت مضاعف دارد تا نیاز به اصلاحات در زمان نصب، تاحدامکان کاهش یابد. جهت انطباق کامل سوراخ‌های اتصال، در صورت امکان باید قطعات اتصال به هم خال‌جوش شده و با هم سوراخ‌کاری شوند. برای ایجاد سوراخ در ورق فولادی از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود. سوراخ‌کاری برای پیچ یا پرچ فقط می‌تواند به‌وسیله مته یا منگنه انجام شود[۳].

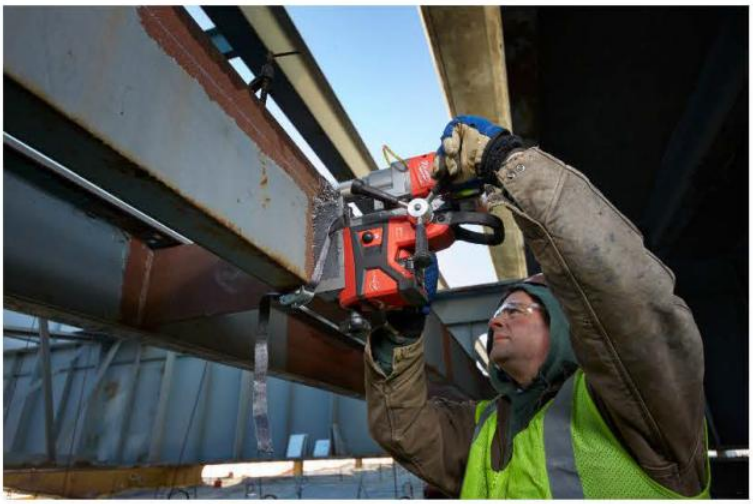
[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۳ـ۳ـ۳

[۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۲

[۳] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۹

۱۰-۵-۶-۱ دریل مغناطیسی[۱] (مته‌کاری)

سوراخ ایجاد شده توسط دریل مغناطیسی از کیفیت بسیار خوبی برخوردار است ولی عملیات بسیار پرهزینه می‌باشد. معمولاً سوراخ‌کاری در کارگاه با استفاده از این دستگاه انجام می‌شود. لازم است در نقشه‌های محاسباتی، محل سوراخ‌هایی که فقط باید به‌وسیله مته ایجاد شوند، مشخص شود[۲]. همچنین مته‌کاری بر روی بیش از یک قطعه، هنگامی مجاز است که قطعات پیش از مته کردن، به طور محکم به یکدیگر بسته شده باشند و قطعات را باید پس از اتمام مته‌کاری از یکدیگر جدا کرد و هرگونه براده‌ای را تمیز نمود[۳]. نمونه دستگاه دریل مغناطیسی در شکل ۱۰–۱۵ نمایش داده شده است.



شکل ۱۰–۱۵ دریل مغناطیسی

۱۰-۵-۶-۲ دستگاه دریل رادیال[۴]

عملیات سوراخ‌کاری کاری در کارخانه معمولاً توسط دریل رادیال انجام می‌شود که دارای بازده خوبی بوده و نسبت به دریل مغناطیسی معمولاً دارای هزینه کمتری می‌باشد. نمونه دستگاه دریل رادیال در شکل ۱۰–۱۶ نمایش داده شده است.

[۱] Magnetic drill

[۲] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۱۰

[۳] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۱۲

[۴] radial drill



شکل ۱۰–۱۶ دریل رادیال

۱۰-۵-۶-۳ استفاده از دستگاه پانچ[1]، سوراخ زن یا منگنه

در اتصالات پیچ‌ومهره‌ای، سالم بودن بدنه سوراخ در مقاومت و باربری اتصال، تأثیر بسزایی دارد. ازآنجاکه سوراخ‌کاری توسط منگنه، با اعمال ضربه به فولاد انجام می‌شود، معمولاً در لبه سوراخ تغییر شکل به وجود می‌آید و همچنین جداره داخلی سوراخ، دچار ترک‌های مویین می‌شود که ظرفیت باربری اتصال را کاهش می‌دهند و این اثرات، با افزایش قطر ورق منگنه شده، افزایش می‌یابند؛ لذا می‌توان ابتدا سوراخی با قطر کوچک‌تر توسط دستگاه سوراخ زن ایجاد نمود، سپس سوراخ را توسط متهکاری گشاد کرده و قطر آن را به میزان موردنظر افزایش داد. منگنه کردن و گشاد کردن سوراخ در صورتی مجاز است که قطر سوراخ منگنه‌ای حداقل ۲ میلیمتر کوچک‌تر از قطر کامل سوراخ باشد و سوراخ منگنه‌ای پس از سوارشدن قطعات، تا رسیدن به قطر نهایی به‌وسیله برقو گشاد شود[2]. در محاسبات تأثیر این ترک را با افزودن قطر سوراخ به مقدار ۲ میلیمتر منظور می‌نمایند.

ایجاد سوراخ منگنه‌ای با قطر کامل هنگامی مجاز است که قطر سوراخ از ضخامت ورق کوچک‌تر نباشد[3]. همچنین سوراخ‌کاری با منگنه فقط برای ورق‌های با ضخامت حداکثر ۱۲ میلیمتر مجاز است[4]. در نتیجه ایجاد سوراخ منگنه‌ای با قطر کامل (با رعایت سایر ضوابط) برای قطر سوراخ حداکثر ۱۲ میلیمتر مجاز خواهد بود. شکل ۱۰–۱۷ دستگاه پانچ (منگنه زن) را نشان می‌دهد.

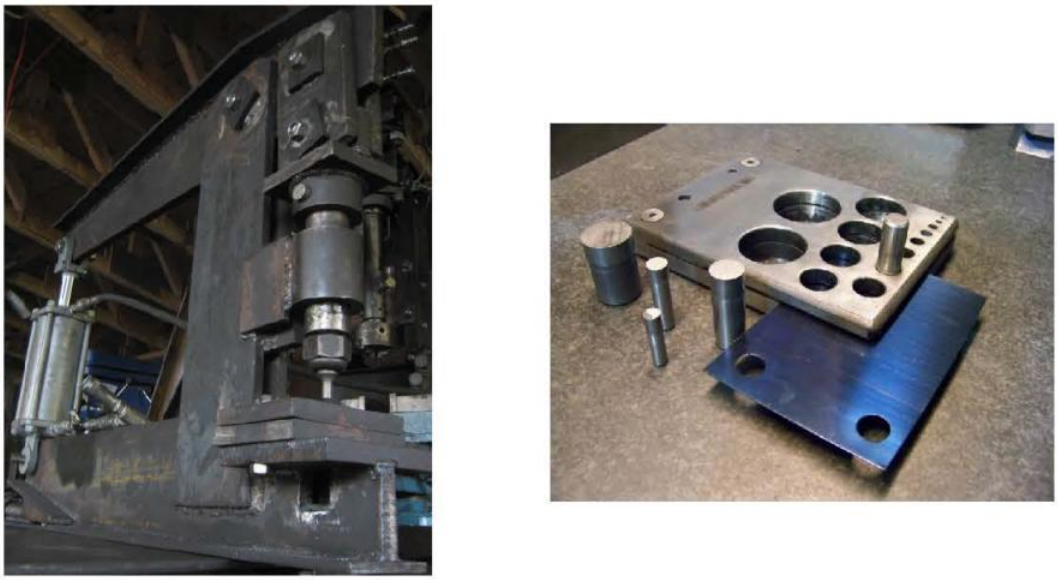
---

[1] puncher

[2] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۱۴

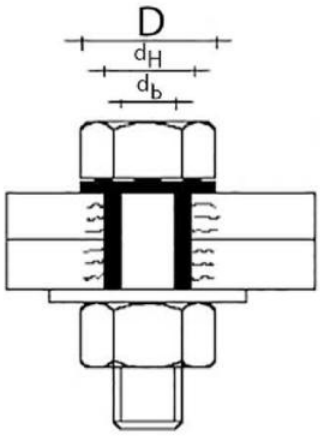
[3] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۱۳

[4] مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۱ـ۱ـ۸ـ۱ـ۹ و نشریه ۵۵



شکل ۱۰–۱۷ دستگاه منگنه (پانچ) و قطعات آن در اندازه های مختلف

اندازه‌های قطر پیچ، قطر سوراخ و قطر محاسباتی سوراخ در شکل زیر نشان‌داده‌شده‌اند.



شکل ۱۰–۱۸ قطر پیچ (d_b) قطر سوراخ (d_h) و قطر محاسباتی سوراخ (D)

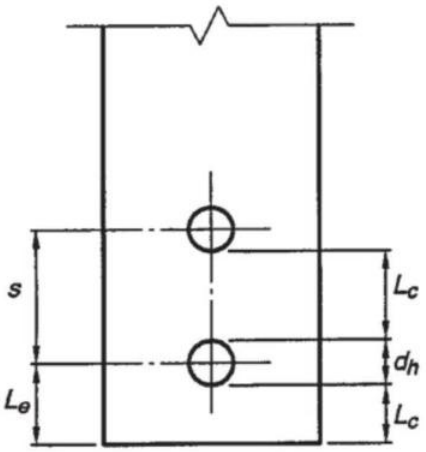
رابطه زیر میان اندازه‌های قطر پیچ (d_b) قطر سوراخ استاندارد (d_h) و قطر محاسباتی سوراخ (D) حاکم است.

$$d_b \to d_h = \begin{Bmatrix} d_b + 2mm; d_b \le 22mm \\ d_b + 3mm; d_b \ge 24mm \end{Bmatrix} \to D = d_h + 2mm = \begin{Bmatrix} d_b + 4mm; d_b \le 22mm \\ d_b + 5mm; d_b \ge 24mm \end{Bmatrix}$$

۱۰-۵-۷ فاصله سوراخ‌ها از یکدیگر (S) و تا لبه عضو (L_e)

از عوامل تأثیرگذار در تعیین محدودیت‌های ابعادی سوراخ، می‌توان به فاصله آچارخور اشاره نمود. چنانچه فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها از حدی کمتر باشد، امکان چرخش آچار وجود نخواهد داشت. روش برش لبه ورق از دیگر عوامل است زیرا برش دادن قطعه باعث مقداری تغییر شکل در انتهای عضو و ایجاد ترکهای مویین در لبه آن می‌شود و بنابراین، حداقل فاصله سوراخ تا لبه عضو به روش

برش بستگی خواهد داشت. شرایط جوی نیز بر فاصله تأثیرگذار است زیرا حداکثر فاصله مرکز پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا، باتوجه‌به شرایط خوردگی و عوامل جوی تعیین می‌شود. در شکل ۱۰–۱۹ فواصل سوراخ‌ها از یکدیگر S و فاصله آنها از لبه انتهایی L_e می‌باشد.



شکل ۱۰–۱۹ نحوه آرایش و فواصل سوراخ‌ها از یکدیگر

محدوده مجاز فاصله سوراخ‌ها از یکدیگر (S) برای سوراخ استاندارد، بر حسب شرایط جوی و روش سوراخکاری، ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده (t_p) و مطابق روابط زیر تعیین می‌شود.

$$3d_b \le S \le \begin{cases} min(24t_p, 30cm) & \text{خوردگی کم} \\ min(14t_p, 20cm) & \text{خوردگی شدید} \end{cases} \qquad ۱۰_۱$$

محدوده مجاز فاصله سوراخ‌ها از لبه ورق در امتداد نیرو (L_e) برای سوراخ استاندارد، با فرض لبه نورد شده و یا برشکاری لبه ورق با شعله و یا ارّه، بر حسب شرایط جوی مطابق روابط زیر تعیین می‌شود[1].

$$1.75d_b \le L_e \le \begin{cases} min(12t_p, 15cm) & \text{خوردگی کم} \\ min(8t_p, 12.5cm) & \text{خوردگی شدید} \end{cases} \qquad ۱۰_۲$$

برای اطلاع از جزئیات بیشتر به جلد اول این کتاب (فصل دو بخش ۲_۸) مراجعه شود.

۱۰-۶ طراحی اتصالات اتکایی تحت برش

در این بخش اصول طراحی اتصال پیچ‌ومهره‌ای اتکایی باتوجه‌به ظرفیت پیچ‌ها و ظرفیت اعضای اتصال، ارائه می‌گردد. برای طراحی اتصالات اتکایی موارد زیر باید رعایت گردد:

[1] برای اطلاع از ضوابط مربوط به لبه بریده شده ورق با گیوتین و فواصل سوراخهای بزرگ شده و لوبیایی به مبحث دهم بند ۱۰_۲_۹_۳_۲ مراجعه شود.

الف) مقاومت نهایی کششی در اجزاء اتصال.

ب) مقاومت نهایی برشی در پیچ‌ها.

ج) مقاومت نهایی لهیدگی

د) مقاومت نهایی گسیختگی برشی.

د) فاصله مرکز سوراخ‌ها از یکدیگر و لبه‌های انتهایی.

لازم به ذکر است مقاومت موردنیاز اتصالات مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی، نباید از یکی از دو مقدار زیر کمتر در نظر گرفته شود.

- مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_y f_y A_g$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند است.
- بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدید یافته در مهاربندی‌ها.

در مسائل طراحی و یا کنترل اتصال، چنانچه نیروی نهایی ضریب دار اتصال مجهول باشد و یا در دسترس نباشد، لازم است اتصال برای ظرفیت اعضاء طرح شود. جهت تعیین ظرفیت اعضاء در حالت نیروی کششی، ظرفیت از نیروی مقاومت کششی عضو موردنظر به دست می‌آید.

۱۰-۶-۱ مقاومت کششی عضو اتصال (P_n)

هنگامی که عضوی تحت اثر نیروی کششی قرار می‌گیرد، باید تنش‌های ناشی از این نیرو در مقطع خالص (در محل سوراخ‌ها) و در مقطع ناخالص محاسبه و با مقاومت کششی طراحی کنترل گردد. در فصل دوم جلد اول این مجموعه، نحوه محاسبه و کنترل تنش‌های کششی تحت بار کششی نهایی (P_u) بر اساس کمترین مقدار روابط زیر ارائه شده است.

$$P_u \leq min(\phi P_n)$$

- کنترل تسلیم عضو کششی در مقطع ناخالص (A_g)

$$\phi P_n = (0.9) f_y A_g$$

- کنترل گسیختگی کششی در مقطع خالص (A_n)

$$\phi P_n = (0.75) f_u A_n$$

- کنترل گسیختگی کششی ورق در ناحیه انتقال نیرو در مقطع خالص مؤثر (A_e)

$$\phi P_n = (0.75) f_u A_e$$

که در آنها:

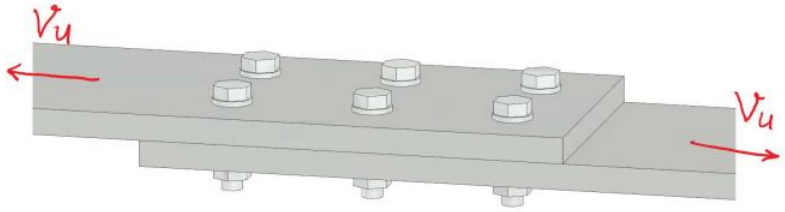
$$A_n = A_g - nDt + \Sigma \left(\frac{s^2}{4g} \right) t$$

$$A_e = \begin{cases} UA_n & \text{اتصالات پیچی} \\ UA_g & \text{اتصالات جوشی} \\ A_n \le 0.85A_g & \text{وصله های پیچی اعضای کششی} \end{cases}$$

ϕ	ضریب کاهش مقاومت	n	تعداد پیچ‌ها در مسیر برش اتصال
D	قطر محاسباتی سوراخ	t	ضخامت ورق
A_g	سطح مقطع کل (ناخالص)	A_n	سطح مقطع خالص برابر $A_n = A_g - nDt + \Sigma\left(\frac{s^2}{4g}\right)t$
A_e	سطح مقطع خالص موثر	P_u	نیروی کششی ناشی از بارهای ضریب دار

۲-۶-۱۰ نیروی نهایی برشی [۱] (R_{uv}) نیروی لهیدگی [۲] (R_{ubr}) و نیروی گسیختگی برشی [۳] (R_{utr}) پیچ در اتصال اتکایی

برش هر پیچ از تعادل نیروهای وارد شده به پیچ در امتداد نیروی محوری اتصال، حاصل می‌شود. تعداد ورق‌های اتصال در هر سمت، ضخامت ورق‌ها تعداد ردیفهای پیچ در دو جهت و اندازه پیچ‌ها در نیروی برشی ایجاد شده در مقطع پیچ تأثیرگذار است. در این بخش با فرض سطح مقطع یکسان برای پیچ‌ها، توزیع یکنواخت تنش برشی، ضخامت و سهم مساوی ورق‌های هر سمت و چیدمان منظم ورق‌ها (یکی به سمت چپ و دیگری به سمت راست)، محاسبه نیروی برشی و نیروی لهیدگی انجام می‌شود. در شکل زیر، دو ورق اتصال توسط شش پیچ $(n_b = 6)$ به یکدیگر متصل شده و توسط نیروی نهایی V_u تحت‌کشش قرار گرفته‌اند.



شکل ۱۰-۲۰ نیروی برشی پیچ در اتصال تحت‌کشش

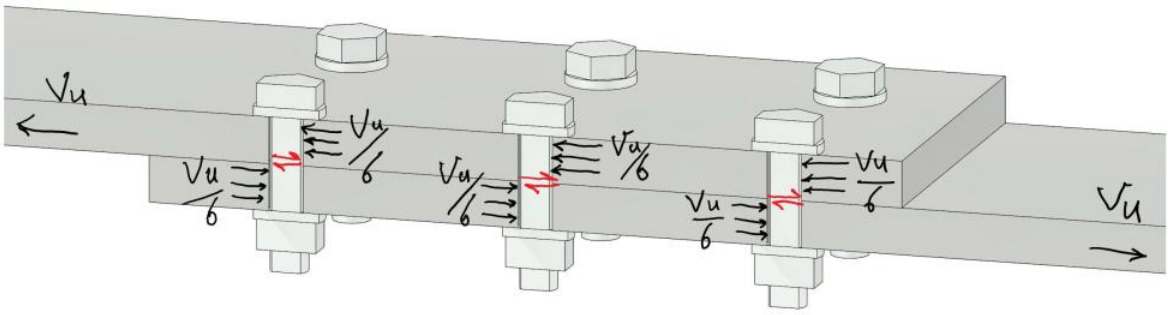
با اعمال نیروی نهایی کششی V_u به اتصال و به محض وقوع لغزش، بدنه پیچ‌ها با جداره سوراخ تماس پیدا کرده و **نیروهای لهیدگی** بین ورق و پیچ (با نماد R_{ubr}) به وجود می‌آید. مقدار نیروی لهیدگی از تقسیم نیروی کششی به تعداد پیچ‌های اتصال محاسبه می‌شود $\left(R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b}\right)$. در شکل فوق سهم هر پیچ برابر $\frac{V_u}{6}$ می‌شود. مطابق شکل زیر، نیروی لهیدگی به‌صورت بارگسترده، **در سطح تماس میان پیچ و ورق** اعمال می‌شود. نیروی لهیدگی می‌تواند باعث ایجاد لهیدگی بدنه پیچ و یا جداره ورق شود.

---

[۱] Shear strength

[۲] Bearing strength

[۳] Tearout strength

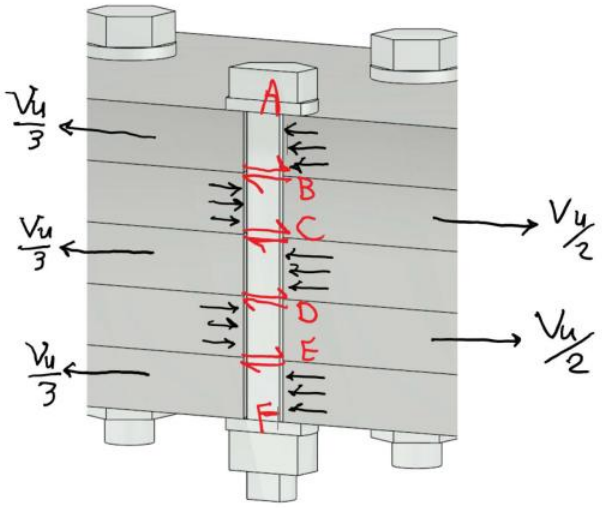


شکل ۱۰–۲۱ نیروی برشی و نیروی لهیدگی

نیروهای لهیدگی در سطح مرزی میان ورق‌ها که **سطح برش** نام دارد، در مقطع پیچ ایجاد برش می‌نمایند که **نیروی برشی پیچ** نام دارد (با نماد R_{uv}). نیروی برشی با در نظر گرفتن تعادل نیروهای وارد بر پیچ در ناحیه بین سطوح برش، قابل محاسبه است. نیروی برشی پیچ که در شکل بالا با بردار قرمز رنگ نمایش داده شده‌اند، برای نیمی از طول پیچ بدین صورت محاسبه می‌شود:

$$\Sigma f_x = 0 \rightarrow R_{uv} = R_{ubr} = \frac{V_u}{6}$$

چنانچه بیش از یک ورق در یک سمت اتصال به کار رفته باشد، سهم هر ورق سمت باتوجه‌به تعداد و ضخامت ورق‌های همان سمت محاسبه می‌شود. در حالت کلی، هر ورق به نسبت سطح مقطع خود از نیرو سهم می‌برد. در اتصالات متداول که معمولاً عرض ورق‌ها یکسان است، سهم هر ورق به نسبت ضخامت آن محاسبه می‌شود. در صورت آنکه ضخامت ورق‌ها یکسان باشد، سهم ورق‌ها یکسان بوده و نیرو به تعداد ورق‌ها تقسیم می‌شود. به‌عنوان مثال در شکل زیر سه ورق (با عرض و ضخامت یکسان) در سمت چپ اتصال وجود دارند که سهم هر یک برابر $\frac{V_u}{3}$ می‌باشد. به‌صورت مشابه برای دو ورق سمت راست اتصال، سهم هر ورق برابر $\frac{V_u}{2}$ می‌گردد.



شکل ۱۰–۲۲ توزیع متفاوت نیروی برشی و نیروی لهیدگی

باتوجه‌به وجود $n_B = 6$ پیچ در اتصال شکل بالا، نیروی لهیدگی پیچ‌های اتصال در جداره مماس با ورق‌های سمت چپ برابر $R_{ubr} = \frac{\frac{V_u}{3}}{n_b}$ و در جداره مماس با ورق‌های سمت راست برابر $R_{ubr} = \frac{\frac{V_u}{2}}{n_b}$ می‌گردد. نیروی برشی پیچ در هر سطح برش، مطابق

شکل ۱۰–۲۲ (بردار قرمز رنگ) باتوجه‌به تعادل نیروها در میان دو سطح A,B و دو سطح B,C بدین صورت محاسبه می‌گردد (به دلیل تقارن $V_D = V_C, V_E = V_B$).

$$\Sigma_A^B f = 0 \rightarrow R_{uv}|_B = R_{ubr}|_{AB} = \frac{V_u}{3\times 6} = \frac{V_u}{18}$$
$$\Sigma_B^C f = 0 \rightarrow R_{uv}|_C = R_{ubr}|_{BC} - R_{uv}|_B = \frac{V_u}{12} - \frac{V_u}{18} = \frac{V_u}{36}$$

بیشترین نیروی لهیدگی در سمتی ایجاد می‌شود که مجموع ضخامت ورق‌های آن از سمت مقابل کمتر باشد (با عرض یکسان). نیروهای لهیدگی پیچ‌ها، باتوجه‌به توزیع نیروها قابل محاسبه هستند. البته جمع نیروهای لهیدگی هر پیچ برابر $\frac{V_u}{n_b}$ است.

$$R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b}$$

بیشترین نیروی برشی پیچ، معمولاً در سطح برش اول ایجاد می‌شود که در این صورت مقدار آن با نیروی لهیدگی ورق خارجی برابر خواهد بود. با فرض وجود تعداد n_P ورق اتصال، مقاومت برشی موردنیاز پیچ از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_P . n_b}$$

نیروی لهیدگی وارد شده به جداره ورق، می‌تواند ورق را در بحرانی‌ترین مسیر برش، دچار گسیختگی برشی نماید. ازاین‌رو مقدار نیروی گسیختگی برشی (R_{utr}) برابر نیروی لهیدگی (R_{ubr}) است.

$$R_{utr} = R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b}$$

توجه:

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، کمترین مقدار مقاومت لهیدگی جداره ورق در تماس با پیچ و مقاومت گسیختگی برشی ورق در مسیر بحرانی برش، با عبارت **مقاومت اتکایی ورق** نام‌برده‌شده و رابطه ارائه شده، برابر حداقل روابط مربوط به مقاومت لهیدگی و گسیختگی برشی است که برای استفاده از آن، لازم است نیروی لهیدگی هر ورق (و نه مجموع ضخامت‌ها) مورداستفاده قرار گیرد. همچنین لازم است مقاومت اتکایی ورق (مقاومت لهیدگی و مقاومت گسیختگی برشی) برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اتصال اصطکاکی بررسی شود[1].

۱۰-۶-۳ مقاومت برشی پیچ (R_{nv})

نیروی مقاومت برشی طراحی پیچ ϕR_{nv} که پیچ در سطح خود (A_b) تحت برش خالص قرار می‌گیرد، برای پیچ‌ها و قطعات دندانه شده از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R_{nv} = \phi f_{nv} A_b$$

برای تعیین مقاومت اسمی تنش برشی (f_{nv}) لازم است به موقعیت صفحه برش پیچ نسبت به ناحیه رزوه شده توجه شود. مقاومت اسمی تنش برشی پیچ‌ها و قطعات دندانه شده، در آیین‌نامه‌ها به‌صورت جدول ارائه می‌شوند. مقادیر منتخب مقاومت اسمی

[1] مبحث دهم بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۳ـ۷

مورداستفاده برای طراحی اتصالات پیچی، از رابطه زیر نیز قابل محاسبه است که در آن نماد (N) بیانگر حضور رزوه در صفحه برش و نماد (X) بیانگر وجود رزوه خارج از صفحه برش است.

$$f_{nv} = \begin{cases} 0.45 f_{ub} & (N) \\ 0.55 f_{ub} & (X) \end{cases}$$

کنترل نیروی مقاومت برشی پیچ توسط روابط زیر انجام می‌شود.

$$R_{uv} \le \phi R_{nv}$$
$$\phi = 0.75$$
$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_P . n_b}$$
$$R_{nv} = f_{nv} A_b = (0.45 \mid 0.55) f_{ub} A_b$$

اثر توأم نیروهای کششی و برشی، مقاومت برشی پیچ را کاهش می‌دهد که در بخش‌های بعدی به آن پرداخته می‌شود.

۱۰-۶-۴ مقاومت لهیدگی ورق (R_{nbr})[1]

نیروی لهیدگی در سطح اتکای پیچ و ورق اثر می‌کند و لذا به قطر پیچ (d_b) و ضخامت ورق (Σt_p) و تنش نهایی پیچ و ورق وابسته است. ازآنجاکه همیشه فولاد مورداستفاده در اتصالات، دارای مقاومت بیشتری نسبت به فولاد ورق است، لهیدگی ورق و لذا تنش نهایی ورق (f_{up}) تعیین کننده مقاومت لهیدگی خواهد بود. نیروی مقاومت لهیدگی (R_{nbr}) باتوجه‌به هندسه سوراخ پیچ و جهت بارگذاری، در حالت‌های زیر تعریف می‌شود[2]:

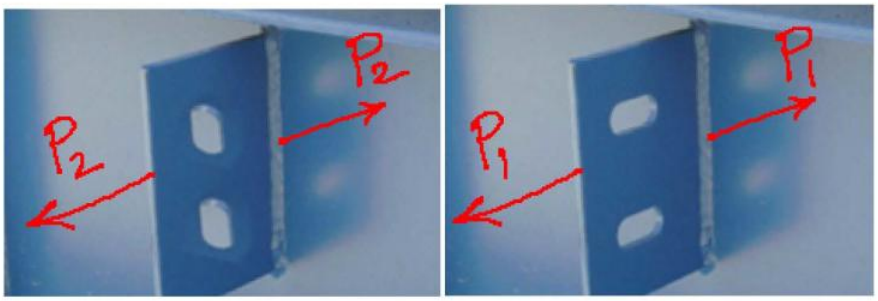
الف) سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ شده و سوراخ لوبیایی بلند در امتداد نیرو (یعنی در حالتی که نیرو در امتداد طول سوراخ لوبیایی باشد):

$$R_{nbr} = 2.4 d_b \Sigma t_p f_{up}$$

ب) سوراخ لوبیایی بلند در امتداد عمود بر نیرو (یعنی در حالتی که شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد):

$$R_{nbr} = 2.0 d_b \Sigma t_p f_{up}$$

در شکل سمت راست سوراخ لوبیایی در امتداد نیروی P_1 است. در شکل سمت چپ سوراخ لوبیایی در امتداد عمود بر نیروی P_2 است.



شکل ۱۰–۲۳ امتداد نیرو و امتداد عمود بر نیرو در سوراخ‌های لوبیایی

[1] bearing

[2] در AISC حالت دیگری نیز با توجه به تغییرشکل عضو تعریف شده است.

لازم است مقاومت لهیدگی ورق‌های اتصال در هر دو سمت، پاسخگوی نیاز اتصال باشند. ازآنجاکه جمع نیروهای لهیدگی هر پیچ در هر سمت برابر $\frac{P_u}{n_b}$ است، سمتی که دارای مجموع ضخامت ورق‌های کمتری باشد، دارای مقاومت لهیدگی کمتری بوده و تعیین کننده است. چنانچه در روابط فوق مقدار ضخامت مقاوم در برابر لهیدگی، برابر مجموع ضخامت ورق‌های یک سمت (Σt_p) منظور شود، کنترل مقاومت لهیدگی از روابط زیر قابل انجام است:

$$R_{ubr} \leq \phi R_{nbr}$$
$$\phi = 0.75$$
$$R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b}$$
$$R_{nbr} = (2.4 \mid 2.0) d_b (\Sigma t_p) f_{up}$$

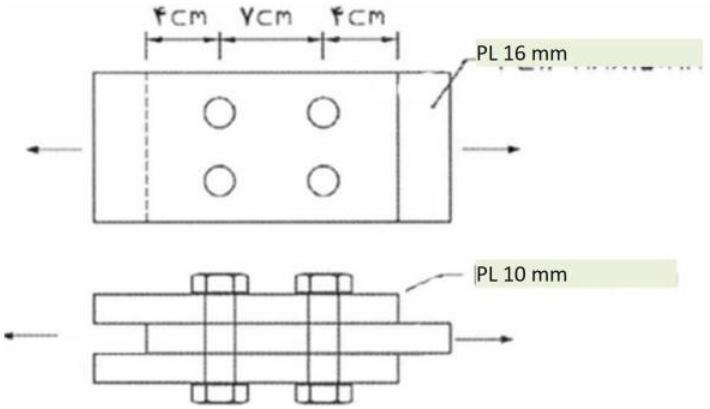
در هر سمت اتصال، مجموع ضخامت ورق‌های همان سمت، در مقاومت سهیم هستند. لذا سمتی که مجموع ضخامت ورق‌های آن کمتر است، **سمت بحرانی** بوده و در محاسبات، با عبارت (Σt_p) نمایش داده می‌شود. تعداد ورق‌های سمت بحرانی با نماد n_p نمایش داده می‌شود.

به‌عنوان مثال در اتصال شکل زیر، در سمت چپ دو ورق با ضخامت ۱۰ میلیمتر و در سمت راست، یک ورق با ضخامت ۱۶ میلیمتر نشان‌داده‌شده است. در این وضعیت مجموع ضخامت ورق‌های چپ برابر ۲۰ میلیمتر است که از ضخامت ورق سمت راست بیشتر است لذا $\Sigma t_p = 16mm$ خواهد بود. در سمت بحرانی یک ورق موجود است لذا $n_p = 1$ می‌باشد.

$$\Sigma t_p|_{right} = 16mm$$
$$\Sigma t_p|_{left} = 10 + 10 = 20mm$$
$$\Sigma t_p = \min(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}) = 16mm \;\&\; n_p = 1$$

چنانچه ضخامت ورق سمت راست از ۱۶ به ۲۵ میلیمتر تغییر کند، در این حالت $\Sigma t_p = 20mm$ خواهد بود. در سمت بحرانی دو ورق موجود است لذا $n_p = 2$ می‌باشد.

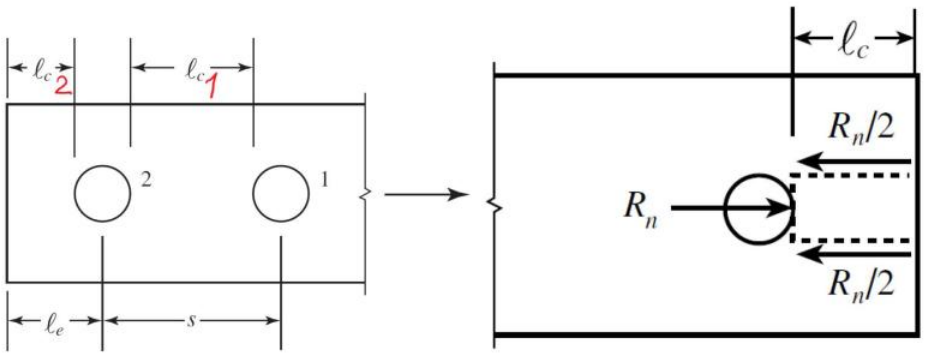
$$\Sigma t_p|_{right} = 25mm$$
$$\Sigma t_p|_{left} = 10 + 10 = 20mm$$
$$\Sigma t_p = \min(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}) = 20mm \;\&\; n_p = 2$$



شکل ۱۰–۲۴ مجموع ضخامت ورق‌های اتصال

۱۰-۶-۵ مقاومت گسیختگی برشی عضو (R_{ntr})[۱]

در اثر اعمال نیروی خارجی ممکن است که انتهای عضو (ورق یا نبشی یا مقاطع دیگر) در اثر برش، گسیخته شود. اگر فاصله سوراخ کناری تا لبه ورق و فاصله سوراخ‌ها در امتداد خط نیرو از یکدیگر کم باشد، مقاومت برشی ورق در آن ناحیه به مقدار کافی نبوده و ورق در مسیر فوق، بریده و پاره می‌شود. به همین منظور حداقل فواصل سوراخ‌ها از یکدیگر، حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه و حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا لبه دارای محدودیت است. با رعایت این محدودیتها، مقاومت گسیختگی برشی ورق بیشتر از مقاومت لهیدگی آن شده و پارگی ورق قبل از لهیدگی جداره سوراخ، صورت نمی‌گیرد. چنانچه طول مسیر بحرانی برش در راستای نیرو برابر با L_c باشد، مقدار آن برای سوراخ‌های میانی برابر فاصله خالص بین لبه دو سوراخ مجاور و در سوراخ کناری، برابر فاصله خالص لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق تعریف می‌شود. در شکل ۱۰–۲۴ مقدار L_{c1} برای کنترل سوراخ‌های میانی و مقدار L_{c2} برای کنترل سوراخ‌های کناری مشخص شده است.



شکل ۱۰–۲۵ مسیرهای بحرانی کنترل گسیختگی برشی [×]

[۱] Tear-out

با فرض فاصله سوراخ‌ها از یکدیگر (S) و تا لبه عضو (L_e) فواصل فوق از روابط زیر قابل محاسبه هستند که در آنها d_{h1} و d_{h2} قطر سوراخ‌های واقع بر مسیر بحرانی هستند. لازم به ذکر است در این روابط از قطر واقعی سوراخ استفاده می‌شود که با قطر محاسباتی سوراخ، تفاوت دارد.

$$L_{c1} = S - \left(\frac{d_{h1}}{2} + \frac{d_{h2}}{2}\right)$$

$$L_{c2} = L_e - \frac{d_{h2}}{2}$$

$$L_c = min(L_{c1}, L_{c2})$$

مقاومت گسیختگی برشی ورق که به طول مسیر بحرانی برش (L_c) و ضخامت ورق (Σt_p) و تنش نهایی ورق (f_{up}) وابسته است، باتوجه‌به هندسه سوراخ پیچ و جهت بارگذاری، در حالت‌های زیر تعریف می‌شود[1]:

الف) سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ شده و سوراخ لوبیایی بلند در امتداد نیرو (یعنی در حالتی که نیرو در امتداد طول سوراخ لوبیایی باشد):

$$R_{ntr} = 1.2 L_c \Sigma t_p f_{up}$$

ب) سوراخ لوبیایی بلند در امتداد عمود بر نیرو (یعنی در حالتی که شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد):

$$R_{ntr} = 1.0 L_c \Sigma t_p f_{up}$$

مقاومت گسیختگی برشی ورق به ضخامت آن وابسته بوده و در صورت وجود ورق‌های با ضخامت‌های مختلف در یک سمت اتصال، لازم است توزیع نیروی گسیختگی و مقاومت گسیختگی ورق‌ها باتوجه‌به ضخامت آنها محاسبه شود. چنانچه در روابط فوق مجموع ضخامت ورق‌ها (Σt_p) منظور شود، کنترل مقاومت گسیختگی برشی ورق‌ها (در یک سمت اتصال) از روابط زیر قابل انجام است:

$$R_{utr} \leq \phi R_{ntr}$$

$$\phi = 0.75$$

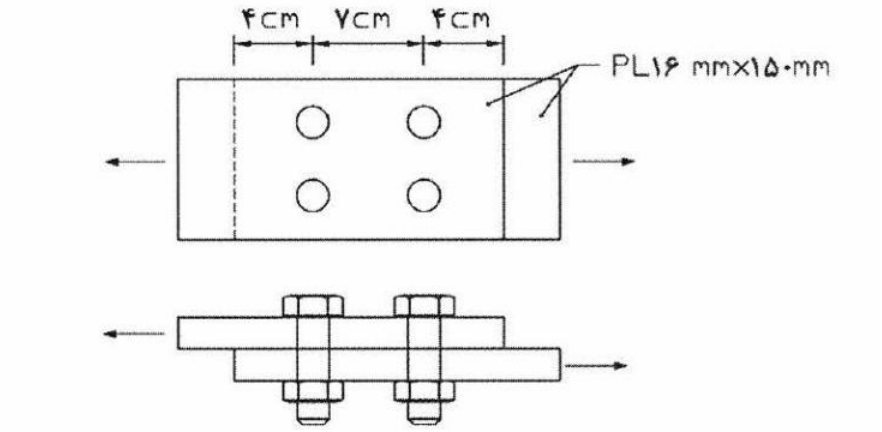
$$R_{utr} = \frac{V_u}{n_b}$$

$$R_{ntr} = (1.2 \mid 1.0) L_c (\Sigma t_p) f_{up}$$

مثال ۱۰-۱

در اتصال اتکایی شکل ۱۰-۲۵ پیچ‌ها M22 و از نوع پرمقاومت A325N هستند. سوراخ‌ها از نوع استاندارد بوده و ایجاد خوردگی در محیط، به‌صورت شدید است. مقاومت اتصال را در برابر نیروی کششی نهایی $P_u = 40ton$ کنترل نمایید.

[1] ضوابط AISC 360(16)-D5 دارای جزئیات متفاوتی است.



شکل ۱۰–۲۶ نمایش اتصال اتکایی مثال ۱ـ۱۰

حل:

در این مثال، کلیه مشخصات اتصال توسط مسئله داده شده و لازم است کنترل‌های مقاومت کششی اتصال اتکایی بر اساس بندهای زیر انجام شود:

الف) مقاومت کششی ورق‌های اتصال (گام ۱)

ب) مقاومت برشی پیچ‌های اتصال (گام ۲)

ج) مقاومت لهیدگی ورق (گام ۳)

د) مقاومت گسیختگی برشی ورق (گام ۴)

ه) کنترل فاصله سوراخ‌ها (گام ۵)

عبارت A325N بیانگر آن است که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد.

گام ۱- مقاومت کششی ورق‌ها

قطر سوراخ استاندارد برای پیچ M22 طبق جدول ۱۰–۵ برابر با $d_h = 24mm$ است. قطر سوراخ در محاسبات، با فرض سوراخ‌کاری با روش پانچ، ۲ میلیمتر بیشتر از قطر اسمی سوراخ است.

$$\text{M22} \rightarrow d_b = 22_{mm} \rightarrow d_h = 24_{mm} \rightarrow D = 24 + 2 = 26_{mm} = 2.6_{cm}$$

از آنجاکه ورق‌های چپ و راست اتصال، یکسان هستند، سطح مقطع ناخالص یک سمت محاسبه می‌شود.

$$A_g = b_p t_p = 15_{cm} * 1.6_{cm} = 24_{cm^2}$$

در مسیر بحرانی گسیختگی ۲ عدد پیچ $(n_{b1} = 2)$ وجود دارد.

$$n_{b1} = 2$$
$$A_n = A_g - n_{b1} D t_P$$
$$A_n = 24_{cm^2} - 2(2.6_{cm})(1.6_{cm}) = 15.7_{cm^2}$$
$$A_e = A_n = 15.7_{cm^2}$$

مقاومت تسلیم

$$\phi P_n = \phi f_y\, A_g = (0.9)\left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(24_{cm^2}) = 51.8_{ton}$$

مقاومت گسیختگی

$$\phi P_n = \phi f_u\, A_e = (0.75)\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right)(15.7_{cm^2}) = 43.6_{ton}$$

مقاومت گسیختگی کنترل کننده است.

$$P_u = 40_{ton} \le \min(\phi P_n) = 43.6_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۲- مقاومت برشی پیچ

در این اتصال، نیروی کششی وارد به ورق‌های اتصال (P_u) با نیروی برشی پیچ‌های اتصال (V_u) برابر است. توجه شود که پیچ‌ها تحت اثر تنش خالص برشی قرار گرفته‌اند.

$$R_{uv} \le \phi R_{nv}$$

در اتصال ۴ عدد پیچ $(n_b = 4)$ و در هر سمت یک ورق $(n_p = 1)$ وجود دارد.

$$V_u = 40_{ton}$$
$$n_b = 4$$
$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_p n_b} = \frac{40_{ton}}{(1)(4)} = 10_{ton}$$
$$M22 \rightarrow A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi(2.2_{cm})^2}{4} = 3.80_{cm^2}$$
$$A325\ \&\ d_b \le 24_{mm} \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$
$$A325N \rightarrow f_{nv} = 0.45\, f_{ub} = (0.45)\left(8.0\frac{ton}{cm^2}\right) = 3.6\frac{ton}{cm^2}$$
$$\phi R_{nv} = \phi f_{nv}\, A_b = (0.75)\left(3.6\frac{ton}{cm^2}\right)(3.8_{cm^2}) = 10.26_{ton}$$
$$R_{uv} = 10_{ton} \le \phi R_{nv} = 10.26_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۳- مقاومت لهیدگی

$$R_{ubr} \le \phi R_{nb}$$
$$R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{40_{ton}}{4} = 10_{ton}$$

در هر سمت اتصال یک ورق وجود دارد لذا Σt_p با ضخامت هر یک از ورق‌های چپ و راست برابر است.

$$\Sigma t_p|_{right} = 16mm$$
$$\Sigma t_p|_{left} = 16mm$$
$$\Sigma t_p = \min\left(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}\right) = 16mm$$
$$R_{nbr} = 2.4\, d_b\, \Sigma t_p\, f_{up}$$
$$R_{nbr} = (2.4)(2.2_{cm})(1.6_{cm})\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right) = 31.25_{ton}$$
$$R_{ubr} = 10_{ton} \le \phi R_{nbr} = (0.75)(31.25_{ton}) = 23.4_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۴- مقاومت گسیختگی برشی ورق

$$R_{utr} \le \phi R_{ntr}$$
$$R_{utr} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{40_{ton}}{4} = 10_{ton}$$
$$L_{c1} = 7_{cm} - 2\left(\frac{2.4cm}{2}\right) = 4.6_{cm}$$
$$L_{c2} = 4_{cm} - \frac{2.4cm}{2} = 2.8_{cm}$$
$$L_c = \min(L_{c1}, L_{c2}) = 2.8_{cm}$$
$$\Sigma t_p|_{right} = 16mm$$
$$\Sigma t_p|_{left} = 16mm$$
$$\Sigma t_p = \min\left(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}\right) = 16mm \;\&\; n_p = 1$$
$$R_{ntr} = 1.2\, L_c\, \Sigma t_p\, f_{up}$$
$$R_{ntr} = (1.2)(2.8_{cm})(1.6_{cm})\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right) = 19.9_{ton}$$
$$R_{utr} = 10_{ton} \le \phi R_{ntr} = (0.75)(19.9_{ton}) = 14.9_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۵- فاصله سوراخ‌ها

شرایط خوردگی شدید و برش لبه با شعله اتوماتیک

$$3d_b \le S \le \min\left(14t_p, 20cm\right)$$
$$3d_b = 3(2.2_{cm}) = 6.6_{cm} \le S = 7_{cm} \le \min(14 \times 1.6_{cm}, 20_{cm}) = 20_{\text{cm}} \rightarrow \text{O. K.}$$

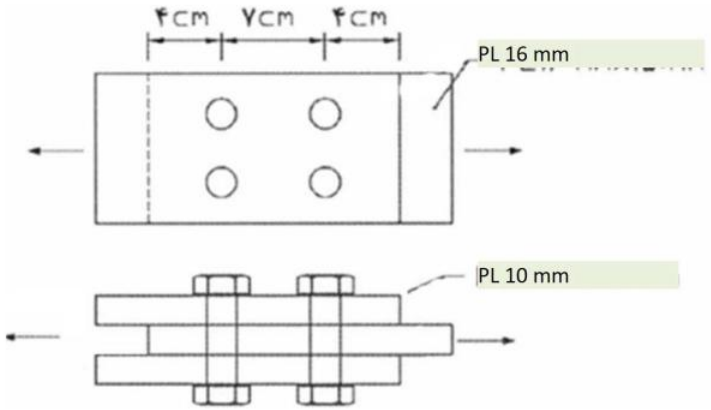
کنترل فاصله سوراخ‌ها از لبه ورق در امتداد نیرو (L_e)

$$1.75d_b \le L_e \le \min\left(8t_p, 12.5_{cm}\right)$$
$$1.75d_b = 1.75(2.2_{\text{cm}}) = 3.85_{\text{cm}} \le L_e = 4_{cm} \le \min(8 \times 1.6_{cm}, 12.5_{cm}) = 12.5_{cm} \rightarrow O.K.$$

فاصله سوراخ از یکدیگر و از لبه عضو مناسب می‌باشد.

مثال ۱۰-۲

مقاومت کششی طراحی اتصال اتکایی شکل زیر را به دست آورید. پیچ‌ها M22 و از نوع پرمقاومت A325X هستند. سوراخ‌ها از نوع استاندارد بوده و ایجاد خوردگی در محیط، به‌صورت کم است. ضخامت ورق میانی ۱۶ و ورق‌های بالا و پایین ۱۰ میلیمتر است.



حل:

مشخصات این مثال به اتصال مثال ۱ـ۱۰ شباهت دارد ولی در سمت چپ اتصال، دو ورق قرار گرفته است. بدین ترتیب تأثیر تعداد ورق‌ها در روند حل مسئله مورد توجه قرار می‌گیرد. همچنین خواسته این مثال، تعیین ظرفیت کششی اتصال (P_u) است و با بار نهایی مورد بررسی در هر گام (R_u) متفاوت است.

عبارت A325X بیانگر آن است که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد.

گام ۱- مقاومت کششی ورق

$$\text{M22} \rightarrow d_b = 22_{mm} \rightarrow d_h = 24_{mm} \rightarrow D = 24 + 2 = 26_{mm} = 2.6_{cm}$$
$$\Sigma t_p|_{right} = 16mm$$
$$\Sigma t_p|_{left} = 10 + 10 = 20mm$$
$$\Sigma t_p = \min\left(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}\right) = 16mm \;\&\; n_p = 1$$
$$A_g = b_p t_p = 15_{cm} * 1.6_{cm} = 24_{cm^2}$$
$$A_n = A_g - n_{b1} D t_p = 24_{cm^2} - 2(2.6_{cm})(1.6_{cm}) = 15.7_{cm^2}$$
$$A_e = A_n = 15.7_{cm^2}$$

مقاومت تسلیم

$$\phi P_n = \phi f_y A_g = (0.9)\left(2.4\frac{ton}{cm^2}\right)(24_{cm^2}) = 51.8_{ton}$$

مقاومت گسیختگی

$$\phi P_n = \phi f_u A_e = (0.75)\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right)(15.7_{cm^2}) = 43.6_{ton}$$

مقاومت گسیختگی کنترل کننده است.

$$P_u \leq \phi P_n = 43.6_{ton}$$

گام ۲- مقاومت برشی پیچ

در این اتصال، نیروی کششی وارد به ورق‌های اتصال با نیروی برشی پیچ‌های اتصال (V_u) برابر است. توجه شود که پیچ‌ها تحت اثر تنش خالص برشی قرار گرفته‌اند.

$$M22 \rightarrow A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi(2.2_{cm})^2}{4} = 3.80_{cm^2}$$

$$A325 \;\&\; d_b \le 24_{mm} \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$A325X \rightarrow f_{nv} = 0.55\, f_{ub} = (0.55)\left(8.0\frac{ton}{cm^2}\right) = 4.4\frac{ton}{cm^2}$$

$$\phi R_{nv} = \phi f_{nv}\, A_b = (0.75)\left(4.4\frac{ton}{cm^2}\right)(3.8_{cm^2}) = 12.54_{ton}$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_p n_b} \le \phi R_{nv} \rightarrow V_u \le n_p n_b \phi R_{nv} = (1)(4)(12.54_{ton}) = 50.16_{ton}$$

گام ۳- مقاومت لهیدگی

ازآنجاکه ورق‌های چپ و راست اتصال، یکسان نیستند،کمترین مجموع ضخامت ورق‌ها مدنظر قرار می‌گیرد.

$$R_{nbr} = 2.4\, d_b\, \Sigma t_p\, f_{up}$$

$$R_{nbr} = (2.4)(2.2_{cm})(1.6_{cm})\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right) = 31.25_{ton}$$

$$R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b} \le \phi R_{nbr} \rightarrow V_u \le n_b \phi R_{nbr} = 4(0.75)(31.25_{ton}) = 93.8_{ton}$$

گام ۴- مقاومت‌گسیختگی برشی ورق

$$L_{c1} = 7cm - 2\left(\frac{2.4cm}{2}\right) = 4.6\, cm$$

$$L_{c2} = 4cm - \frac{2.4cm}{2} = 2.8_{cm}$$

$$L_c = \min(L_{c1}, L_{c2}) = 2.8_{cm}$$

$$R_{ntr} = 1.2\, L_c\, \Sigma t_p\, f_{uP} = 1.2(2.8cm)(1.6cm)\left(3.7\frac{ton}{cm^2}\right) = 19.9_{ton}$$

$$R_{utr} = \frac{V_u}{n_b} \le \phi R_{ntr} \rightarrow V_u \le n_b \phi R_{ntr} = 4(0.75)(19.9) = 59.6_{ton}$$

گام ۵- فاصله سوراخ‌ها

شرایط خوردگی‌کم و برش لبه با شعله اتوماتیک

$$3d_b \le S \le \min(24t_p, 30cm)$$

$$3d_b = 3 * 2.2 = 6.6_{cm} \le S = 7_{cm} \le \min(24 \times 1.6_{cm}, 30_{cm}) = 30_{\text{cm}}$$

کنترل فاصله سوراخ‌ها از لبه ورق در امتداد نیرو (L_e)

$$1.75d_b \le L_e \le \min\,(12t_p, 15_{cm})$$

$$1.75d_b = 1.75(2.2\text{cm}) = 3.85_{\text{cm}} \le L_e = 4_{cm} \le \min(12 \times 1.6_{cm}, 15_{cm}) = 15_{cm}$$

فاصله سوراخ از یکدیگر و از لبه عضو مناسب می‌باشد.

گام ۶- ظرفیت اتصال

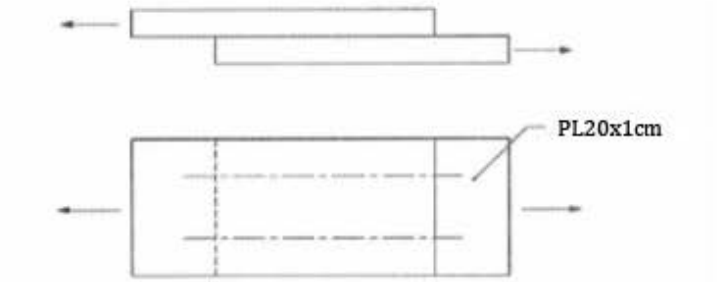
$$P_u \leq min(43.6, 50.16, 93.76, 59.6) = 43.6_{ton}$$

مقاومت گسیختگی ورق در ناحیه سوراخ شده، کنترل‌کننده ظرفیت کششی اتصال است.

توجه: چنانچه ضخامت ورق‌های کنار به‌جای ۱۰ میلیمتر برابر ۶ میلیمتر باشد، در حل مثال چه تغییری ایجاد می‌شود؟ (حل واگذار می‌شود).

مثال ۱۰-۳

اتصال انکایی شکل زیر مربوط به وصله کششی تسمه است. در این اتصال از دو ردیف پیچ استفاده شده که تعداد آنها مشخص نشده است. پیچ‌ها از نوع A325 و به قطر ۲۰ میلیمتر هستند. مطلوب است طراحی تعداد پیچ‌های لازم برای تأمین باربری اتصال. شرایط خوردگی کم و برش لبه با شعله اتوماتیک فرض می‌شود.



حل:

در مسائل طراحی اتصال، معمولاً یکی از مشخصات اتصال مجهول بوده و مقادیر بقیه مشخصات، فرض می‌گردند. در این مثال، تعداد پیچ مجهول است و سایر مشخصات هندسی اتصال، داده شده است. ازآنجاکه نیروی کششی اتصال داده نشده، تعداد پیچ به نحوی طرح می‌گردد که بیشترین ظرفیت اتصال تأمین شود. این ظرفیت از مقاومت کششی ورق (گام ۱) به دست می‌آید. فاصله سوراخ‌ها نیز با تعیین فواصل حداقل و حداکثر مجاز آنها، مطابق گام ۲ تعیین می‌شود.

چنانچه در داده‌های مسئله به برخی مشخصات اشاره نشود، بهتر است ضمن فرض منطقی و مهندسی، حالت بحرانی‌تر در نظر گرفته شود. در این مسئله موقعیت سطح دندانه‌دار پیچ مشخص نشده است؛ بنابراین **سطح برش داخل قسمت دندانه‌دار** (A325N) در نظر گرفته می‌شود.

گام ۱- مقاومت کششی ورق

$$\text{M20} \rightarrow d_b = 20mm \rightarrow d_h = 22mm \rightarrow D = 22 + 2 = 24mm = 2.4cm$$

$$A_g = 20 * 1.0 = 20cm^2$$

$$A_n = A_g - nDt_p = 20cm^2 - 2 * 2.4 * 1.0 = 15.2cm^2$$

$$A_e = A_n = 15.2cm^2$$

مقاومت تسلیم

$$\phi P_n = \phi f_y\, A_g = 0.9 * 2.4\frac{ton}{cm^2} * 20\ cm^2 = 43.2\ ton$$

مقاومت گسیختگی

$$\phi P_n = \phi f_u\, A_e = 0.75 * 3.7 * 15.2 = 42.18\ ton$$

مقاومت گسیختگی کنترل کننده است. نیروی کششی اتصال برابر مقاومت گسیختگی ورق تعیین می‌شود.

$$V_u = P_u = 42.18\ ton$$

گام ۲- فاصله سوراخ‌ها

شرایط خوردگی کم و برش لبه با شعله اتوماتیک

$$3d_b \le S \le \min(24t_p, 30cm)$$

$$3d_b = 3 * 2.0 = 6.0cm \le S \le \min(24 * 1.0cm, 30cm) = 24\text{cm}$$

$$\rightarrow use\ S = 6cm$$

کنترل فاصله سوراخ‌ها از لبه ورق در امتداد نیرو (L_e)

$$1.75d_b \le L_e \le \min\ (12t_p, 15cm)$$

$$1.75d_b = 1.75 * 2.0\text{cm} = 3.5\text{cm} \le L_e = 4cm \le \min(12 * 1.0cm, 15cm) = 12cm$$

$$\rightarrow use\ L_e = 5cm$$

گام ۳- مقاومت برشی پیچ

توجه شود که پیچ‌ها تحت اثر تنش خالص برشی قرار گرفته‌اند.

$$M20 \rightarrow A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi(2.0)^2}{4} = 3.14cm^2$$

$$A325\ \&\ d_b \le 24mm \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$A325N \rightarrow f_{nv} = 0.45\, f_{ub} = 0.45 * 8.0\frac{ton}{cm^2} = 3.6\frac{ton}{cm^2}$$

$$\phi R_{nv} = \phi f_{nv}\, A_b = 0.75 * 3.6\frac{ton}{cm^2} * 3.14\ cm^2 = 8.48\ ton$$

$$R_{uv} \le \phi R_{nv}$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_p n_b} = \frac{42.18ton}{1 * n_b} \le \phi R_{nv} = 8.48\ ton \rightarrow n_b \ge 4.97$$

گام ۴- مقاومت لهیدگی

$$R_{nbr} = 2.4\, d_b\, t_p\, f_{up}$$

$$R_{nbr} = 2.4 * 2.0cm * 1.0cm * 3.7\frac{ton}{cm^2} = 17.76\ ton$$

$$R_{ubr} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{42.18ton}{n_b} \le \phi R_{nbr} = 0.75 * 17.76\ ton = 13.32ton \rightarrow n_b \ge 3.17$$

گام ۵- مقاومت گسیختگی برشی

$$L_{c1} = 6 - 2\left(\frac{2.2cm}{2}\right) = 3.8\ cm$$
$$L_{c2} = 5 - \frac{2.2cm}{2} = 3.8\ cm$$
$$L_c = \min(L_{c1}, L_{c2}) = 3.8\ cm$$
$$\Sigma t_p = \min\left(\Sigma t_p|_{right}, \Sigma t_p|_{left}\right) = 10mm\ \&\ n_p = 1$$
$$R_{ntr} = 1.2\ L_c \Sigma t_p\ f_{up} = 1.2 * 3.8cm * 1.6cm * 3.7\frac{ton}{cm^2} = 27.0\ ton$$
$$R_{utr} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{42.18ton}{n_b} \le \phi R_{ntr} = 0.75 * 27.0 = 20.24ton \rightarrow n_b \ge 2.1$$

گام ۶- تعیین تعداد پیچ

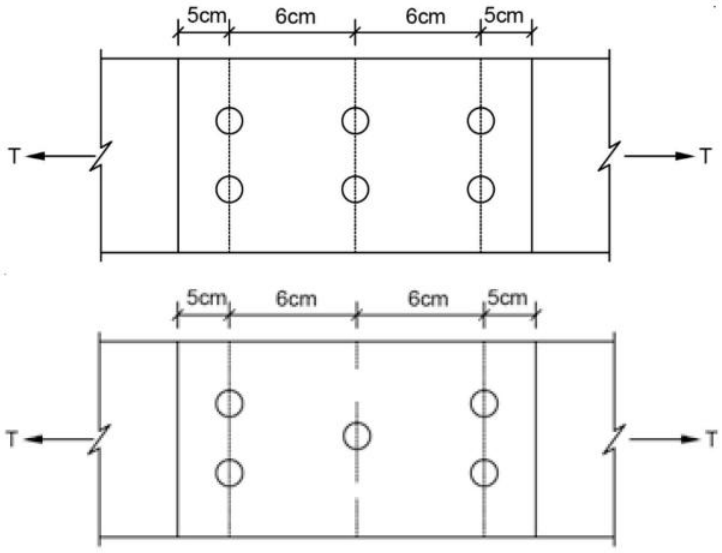
تعداد پیچ، عددی زوج است که پاسخگوی همه وضعیت‌های فوق باشد.

$$n_b \ge \max(4.97,3.17,2.1) = 4.97 \rightarrow n_b = 6$$

چنانچه استفاده از تعداد زوج پیچ مدنظر باشد، از ۶ عدد پیچ A325 استفاده می‌شود که در دو ردیف سه‌تایی قرار می‌گیرند. البته استفاده از تعداد ۵ پیچ با رعایت تقارن، به‌صورت شکل زیر نیز قابل‌استفاده است.

گام ۷- نمایش آرایش پیچ‌ها

نحوه آرایش پیچ‌ها در شکل زیر نشان‌داده‌شده است.



مثال ۱۰-۴

چنانچه قطر پیچ‌ها در مثال قبل مشخص نباشد، چه روشی برای تعیین قطر پیچ‌ها و طراحی اتصال پیشنهاد می‌گردد؟

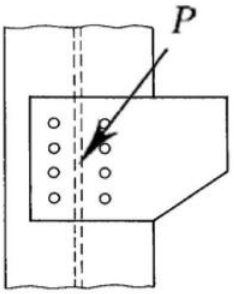
(حل به عهده خواننده می‌باشد).

مثال ۱۰-۵

اتصال اتکایی شکل زیر تحت نیروی برشی مایل قرار گرفته‌که باعث ایجاد مؤلفه‌های نیروی برشی در هر دو راستای x و y می‌گردد. مطلوب است تشریح روند حل مثال با هر یک از دو روش زیر:

الف) محاسبه مستقیم نیروی مقاومت برشی در راستای اعمال بار (R_{uv}) باتوجه‌به زاویه اعمال بار از رابطه $R_{uv} = \frac{V_u}{n_p n_b}$ که در آن V_u در راستای اعمال بار در محاسبات منظور می‌گردد

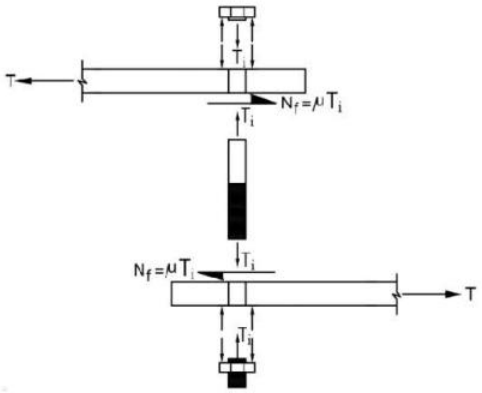
ب) تبدیل بار برشی اعمال شده به دو مؤلفه در دو راستای اصلی (V_{ux}, V_{uy}) و محاسبه نیروی مقاومت برشی ناشی از هر یک از دو راستا $(R_{uvy} = \frac{V_{uy}}{n_p n_b}$, $R_{uvx} = \frac{V_{ux}}{n_p n_b})$. سپس نیروی مقاومت برشی کل اتصال از طریق رابطه $R_{uv} = \sqrt{R_{uvx}^2 + R_{uvy}^2}$ محاسبه شود.



حل:

حل این موضوع به خواننده واگذار می‌شود.

۱۰-۷ طراحی اتصال اصطکاکی تحت برش



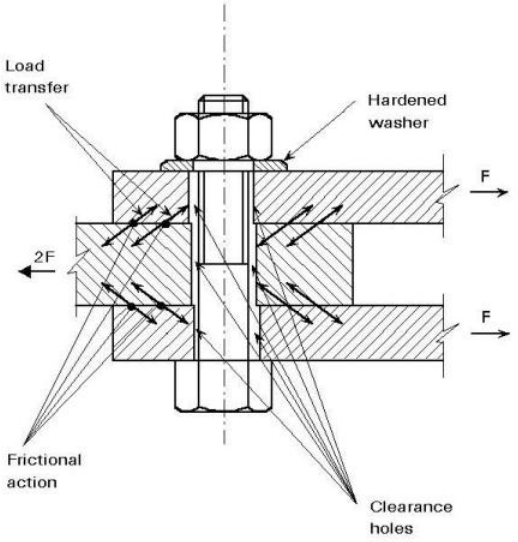


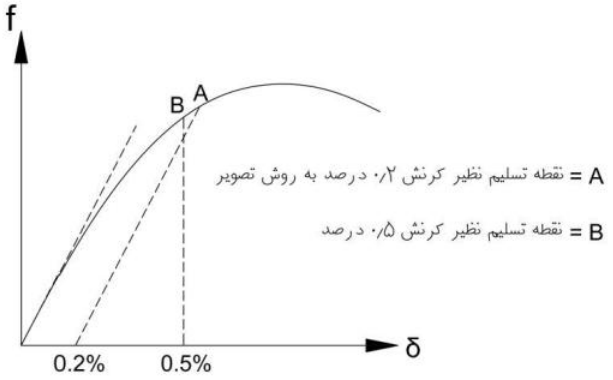
Figure 2 Load transmission in a shear connection through friction

شکل ۱۰–۲۷ نحوه انتقال بار در اتصال اصطکاکی

در این حالت چون N_f توانایی انتقال نیرو بین ورق‌های اتصال را دارد، تحت اثر بارهای سرویس بین بدنه پیچ و جداره، نیروی لهیدگی ایجاد نمی‌شود. با افزایش بار T نیروی اصطکاک N_f قادر به تحمل بارهای وارده نمی‌باشد و در نتیجه نیروهای مقاوم همان تنش‌های لهیدگی بین بدنه پیچ و جداره سوراخ و تنش برشی خواهد بود و در نهایت یکی از انواع گسیختگی‌های محتمل، رخ خواهد داد. باید در نظر داشت که شکل پیچ در اتصال اصطکاکی با شکل پیچ در اتصال اتکایی متفاوت است، به‌طوری‌که پیچ‌های اتصال اصطکاکی دارای سرپیچ بزرگ‌تر هستند.

۱۰-۷-۱ نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌های پرمقاومت

منحنی تنش ــ کرنش پیچ‌های با مقاومت بالا طبق شکل ۱۰–۲۷ دارای پله خمیری نبوده و لذا در این پیچ‌ها به جای تنش تسلیم از بار قراردادی تسلیم استفاده می‌شود. بار قراردادی تسلیم مطابق شکل زیر، از حاصل ضرب تنش تسلیم (تنش نظیر کرنش ۰/۲ درصد) در سطح مقطع حاصل می‌شود که برای پیچ‌های A325 و A490 به ترتیب ۷۰ تا ۸۰ درصد حداقل مقاومت کششی نهایی آنها می‌باشد. نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها، در محدوده بار قراردادی تسلیم تعریف می‌شود.



شکل ۱۰–۲۸ منحنی تنش ـ کرنش پیچ‌های با مقاومت بالا و نقطه نظیر تسلیم

چنانچه در بند ۱۰ـ۴ـ۲ اشاره شد، حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها (T_b) برای پیچ با سطح مقطع A_b و تنش نهایی f_{ub} طبق رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$T_b = 0.55 f_{ub} A_b$$

نیروی پیش‌تنیدگی لازم T_b باتوجه‌به نوع و قطر پیچ تعیین می‌شود که برای تأمین آن، پیچ با لنگر پیچشی معینی سفت می‌شود. مقدار لنگر پیچشی لازم به نوع پیچ، قطر پیچ و وضعیت روان‌سازی (روغن‌کاری و یا گریس‌کاری) پیچ بستگی داشته و برای پیچ‌های مختلف، در جدول ۶ـ۱۰ ارائه شده است.

جدول ۶ـ۱۰ نیروی پیش‌تنیدگی و لنگر پیچشی پیش‌تنیدگی برای پیچ‌های متداول و شرایط روان‌سازی مختلف

قطر اسمی پیچ (میلیمتر)	حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (kN) (T_b)		لنگر پیچشی لازم (KN.m) برای پیچ روغن‌کاری شده		لنگر پیچشی لازم (KN.m) برای پیچ‌گریس‌کاری با MOS_2	
	پیچ A325 و پیچ 8.8	پیچ A490 و پیچ 10.9	پیچ A325 و پیچ 8.8	پیچ A490 و پیچ 10.9	پیچ A325 و پیچ 8.8	پیچ A490 و پیچ 10.9
M16	۹۱	۱۱۴	۰/۲۸	۰/۳۵	۰/۲	۰/۲۵
M20	۱۴۲	۱۷۹	۰/۴۸	۰/۶	۰/۳۶	۰/۴۵
M22	۱۷۶	۲۲۱	۰/۷۲	۰/۹	۰/۵۲	۰/۶۵
M24	۲۰۵	۲۵۷	۰/۸۸	۱/۱	۰/۶۴	۰/۸
M27	۲۶۷	۳۳۴	۱/۳۲	۱/۶۵	۱/۰	۱/۲۵
M30	۳۲۶	۴۰۸	۱/۷۶	۲/۲	۱/۳۲	۱/۶۵
M36	۴۷۵	۵۹۵	۳/۰۴	۳/۸	۲/۲۴	۲/۸

برای سایر پیچ‌ها درون‌یابی با مساحت امکان‌پذیر است.

در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصله ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، کلیه اتصالات باید از نوع اصطکاکی بوده و پیچ‌ها با حداقل بار پیش‌تنیدگی، پیش‌تنیده شوند[۱].

۲-۷-۱۰ مقاومت برشی طراحی (R_{nv}) در اتصالات اصطکاکی

نیروی مقاومت برشی اتصال در طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی، بر اساس کنترل لغزش بحرانی برابر ϕR_{nv} می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} نیروی مقاومت برشی اسمی سهم هر پیچ اتصال می‌باشد و سایر مقادیر، در جدول زیر تعیین شده‌اند.

$$\phi R_{nv} = \phi\, \mu D_u h_f T_b n_s$$

T_b حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ

n_s تعداد صفحات لغزش[۲] یا صفحات در تماس برای انتقال نیروی برش

D_u نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها $(D_u = 1.13)$

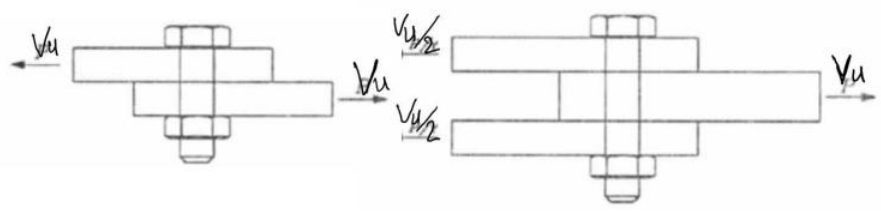
جدول مقادیر رابطه مقاومت برشی اتصال اصطکاکی

شرح	مقدار	توضیحات
ضریب کاهش مقاومت (ϕ)	ϕ=1	سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو
	ϕ=0.85	سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو
	ϕ=0.7	سوراخ‌های لوبیایی بلند
ضریب اصطکاک (μ)	μ=0.3	وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس‌دار تمیز و رنگ شده)
	μ=0.5	وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده)
ضریب وجود ورق‌های پرکننده (h_f)	$h_f = 1$	عدم نیاز به ورق‌های پرکننده و یا استفاده فقط از یک ورق پرکننده
	$h_f = 0.85$	استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده

تعداد صفحات لغزش (n_s) بر اساس تعداد ورق‌های اتصال در هر طرف تعیین می‌گردد. در شکل ۱۰–۲۸ انتقال بار در اتصالات پیچی به دو صورت اتصال یک برشه و دو برشه نشان‌داده‌شده‌اند.

[۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۳ـ۳ـ۳

[۲] Number of slip sections



شکل ۱۰–۲۹ حالت های مختلف انتقال بار در اتصالات پیچی (الف ــ یک سطح برش ؛ ب ــ دو سطح برش)

در حالت اول فقط یک صفحه شکست برشی $(n_s = 1)$ یا یک نیروی برشی مقاوم پیچ برای نیروی وارده P وجود دارد. در حالت دوم، دو صفحه شکست برشی $(n_s = 2)$ وجود دارند و یک نیروی برشی مقاوم پیچ برای نیروی وارده $\frac{P}{2}$ و برای کل نیروی P، دو نیروی مقاوم برشی پیچ موجود است. بنابراین مقاومت برشی در حالت دوم دو برابر حالت اول است.

مقاومت برشی اتصال اصطکاکی از طریق روابط زیر قابل‌کنترل است.

$$R_{uv} \le \phi R_{nv}$$

$$\phi = (0.7 \mid 0.85 \mid 1.0)$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_b}$$

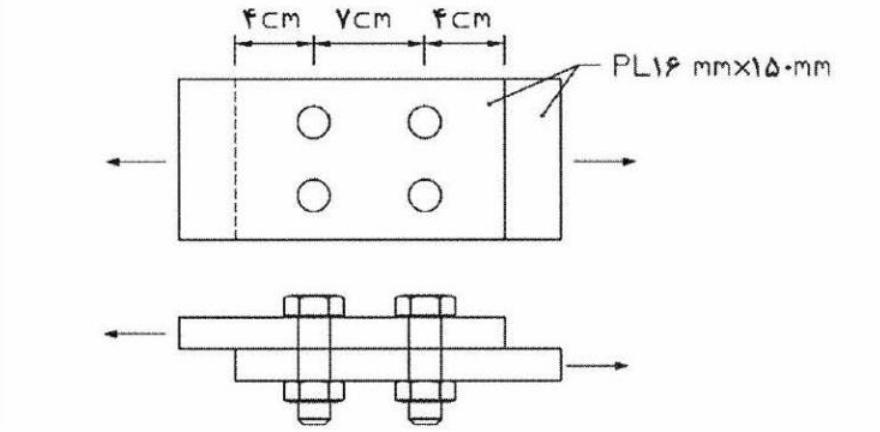
$$\boldsymbol{R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s}$$

$$\boldsymbol{T_b = 0.55 f_{ub} A_b}$$

لازم به ذکر است در اتصالات اصطکاکی به دلیل آنکه لغزش مجاز نیست، بنابراین جداره سوراخ و پیچ در تماس قرار نگرفته و نیاز به کنترل‌های مرتبط با لهیدگی $(R_{ubr} \le \phi R_{nbr})$ و کنترل برش ورق $(R_{utr} \le \phi R_{ntr})$ نمی‌باشد. توجه شود که در اتصالات اتکایی، هر دو مورد فوق نیازمند کنترل هستند.

مثال ۱۰–۶

اتصال اصطکاکی شکل زیر را در برابر نیروی کششی نهایی $\boldsymbol{P_u = 40ton}$ کنترل نمایید. پیچ‌ها M22 و از نوع پرمقاومت A325SC هستند. سوراخ‌ها از نوع استاندارد بوده و در اجرای اتصال از ورق پرکننده استفاده نشده است. سطوح اتصال از نوع فلس‌دار تمیز و رنگ شده هستند.



شکل ۱۰–۳۰ نمایش اتصال اتکایی مثال ۱ـ۱۰

حل:

این اتصال با فرض رفتار اتکایی در مثال ۱ـ۱۰ بررسی شده است. نیروی کششی ورق‌ها با نیروی برشی ایجاد شده در اتصال برابر هستند $(V_u = P_u)$.

$$\text{M22} \rightarrow d_b = 22mm \rightarrow A_b = \frac{\pi d_B^2}{4} = 3.80cm^2, d_h = 24mm$$

$$R_{uv} \leq \phi R_{nv}$$

سوراخ استاندارد

$$\phi = 1.0$$

از ورق پرکننده استفاده نشده است.

$$h_f = 1$$

سطوح اتصال از نوع فلس‌دار تمیز و رنگ شده هستند.

$$\mu = 0.3$$

تعداد سطوح برش

$$n_s = 1$$

نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها:

$$T_b = 0.55 f_{ub} A_b$$

$$A325 \;\&\; d_b = 22mm \leq 24mm \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$T_b = 0.55 * 8\frac{ton}{cm^2} * 3.80cm^2 = 16.72\ ton$$

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s = 0.3 * 1.13 * 1 * 16.72ton * 1 = 5.67ton$$

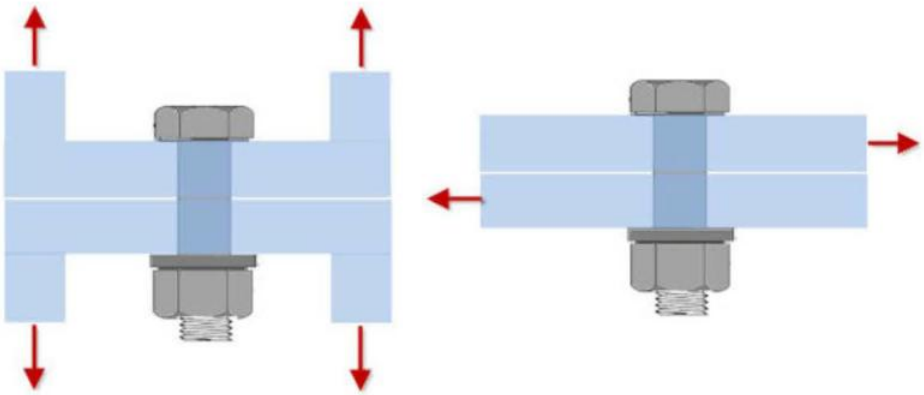
$$\phi R_{nv} = 1 * 5.67ton = 5.67ton$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{40ton}{4} = 10ton \nleq \phi R_{nv} = 5.67ton \rightarrow NOT\ O.K.$$

مشاهده می‌شود که باربری برشی این اتصال در مقایسه با وضعیت اتکایی، کمتر است.

۱۰-۸ طراحی اتصالات پیچی تحت کشش

در این بخش رفتار اتصالات پیچ‌ومهره‌ای تحت تأثیر بارگذاری کششی خالص مورد بررسی قرار می‌گیرد. البته معمولاً اتصالات ساختمانی، تحت تأثیر هم‌زمان ترکیبی از بارهای کششی، برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی یا ترکیبی قرار می‌گیرند که مقدار کشش ایجاد شده در هر جزء اتصال، مطابق بخش‌های بعدی قابل محاسبه است. شکل زیر بارگذاری برشی و کششی را در اتصال پیچی نشان می‌دهد.



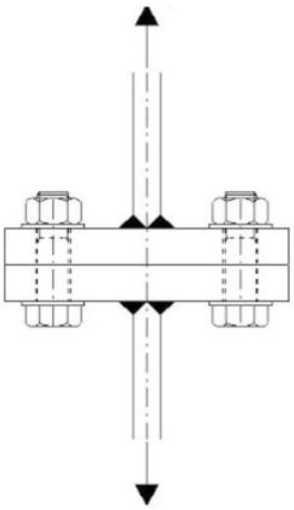
شکل ۱۰-۳۱ اتصال پیچی تحت اثر نیروی کششی و برشی

۱۰-۸-۱ اتصال اتکایی تحت کشش

چنانچه اتصال پیچی اتکایی تحت نیروی کششی T_u قرار گیرد، در مجموعه پیچ‌ها نیروی کششی ایجاد می‌شود. **نیاز کششی** یا نیروی نهایی کششی ناشی از بارگذاری در هر پیچ (R_{ut}) با تقسیم نیروی کششی کل به تعداد پیچ‌ها محاسبه می‌شود.

$$R_{ut} = \frac{T_u}{n_b}$$

در شکل ۱۰-۳۱ نیروی کششی به مرکز ورق اتصال اعمال شده است و باعث ایجاد نیروهای کششی خالص، عمود بر مقطع پیچ‌ها می‌گردد. چنانچه سطح مقطع پیچ‌ها یکسان باشند، نیروی کششی ایجاد شده در همه پیچ‌ها یکسان است. لازم به ذکر است در بارگذاری لنگر خمشی، نیروی کششی ایجاد شده در پیچ‌ها متفاوت خواهد بود.



شکل ۱۰-۳۲ اتصال پیچی تحت اثر نیروی کششی

ظرفیت کششی یا نیروی مقاومت کششی پیچ تحت اثر نیروی خالص کششی (R_{nt}) مطابق رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_{nt} = f_{nt} A_b$$

که در آن f_{nt} مقاومت تنش کششی اسمی پیچ بوده و مقدار آن توسط جداولی در آیین‌نامه‌ها تعیین می‌شود. این مقدار مطابق رابطه زیر بر حسب تنش نهایی مصالح پیچ (f_{ub}) قابل محاسبه است.

$$f_{nt} = 0.75\, f_{ub}$$

بدین ترتیب کنترل مقاومت کششی پیچ طبق روابط زیر قابل انجام است.

$$R_{ut} \le \phi R_{nt}$$

$$R_{ut} = \frac{T_u}{n_b} \le \phi R_{nt} = (\phi = 0.75)(R_{nt} = f_{nt} A_b = 0.75 f_{ub} A_b)$$

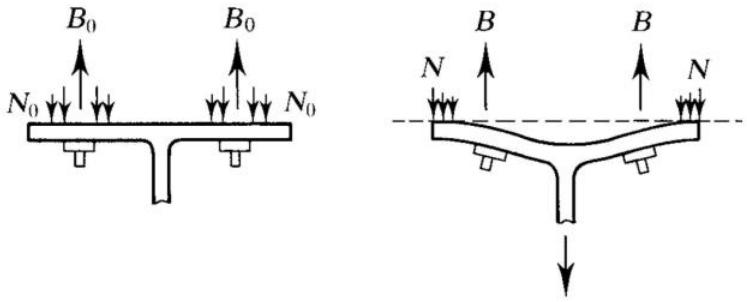
تأثیر کاهنده اثر توأم نیروهای کششی و برشی بر مقاومت اتصالات در بخش‌های بعدی بررسی می‌شود.

۱۰-۸-۲ اتصال اصطکاکی تحت کشش (مطالعه آزاد)

در اتصال اصطکاکی، پیچ‌ها دارای پیش‌تنیدگی اولیه هستند و ازاین‌رو، تحت کشش قرار دارند. این نیروها با نیروی فشاری میان صفحات اتصال در تعادل بوده و بدین ترتیب نیروی گسترده فشاری در زیر صفحه اتصال موجود است. با اعمال نیروی کششی به اتصال، از نیروی گسترده فشاری صفحه اتصال کاسته می‌شود ولی به دلیل عدم افزایش طول پیچ‌ها، نیروی کششی پیچ‌ها تغییری نمی‌کند. با افزایش بار کششی، نیروی گسترده کمتر می‌شود که منجر به کاهش نیروی اصطکاک میان صفحات می‌گردد. چنانچه بار کششی اتصال تا حدی افزایش یابد که نیروی فشاری میان صفحات و نیروی اصطکاک میان آنها از بین برود، اتصال کاربردی اصطکاکی خود را از دست می‌دهد. در این وضعیت، بار کششی اعمال شده به اتصال با نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها برابر است.

۱۰-۸-۳ اثر اهرمی[1] در اتصالات پیچی تحت‌کشش (مطالعه آزاد)

در بیشتر اتصالات پیچی‌که در آنها پیچ دارای نیروی‌کششی می‌شود، تغییر شکل اتصال می‌تواند منجر به افزایش نیروی‌کششی پیچ شود. وضعیت نیروهای‌کششی و فشاری اجزاء اتصال، قبل و بعد از اعمال بار خارجی‌کششی به آن، در شکل ۱۰–۳۲ مشاهده می‌شود. قبل از اعمال بارکششی، نیروهای فشاری N_0 میان صفحات وجود داشته‌که مرکز اثر آنها بر محور پیچ منطبق است. پس از اعمال بارکششی و تغییر شکل اتصال، نیروهای فشاری به سمت لبه‌های اتصال متمرکز می‌شوند که وضعیت اهرمی در اتصال ایجاد می‌شود. در این حالت رابطه میان نیروهای اتصال دچار تغییر شده و نیروی‌کششی پیچ افزایش می‌یابد. البته با افزایش سختی خمشی و صلبیت ورق اتصال، این اثر کم می‌شود.

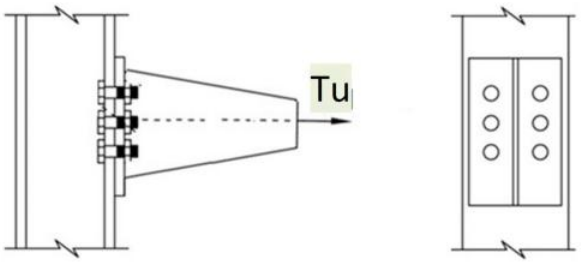


شکل ۱۰–۳۳ اثر اهرمی

در ادامه با حل مثالی، نحوه‌کنترل مقاومت‌کششی اتصال بیان می‌گردد.

مثال ۱۰-۷

مقاومت کششی اتصال شکل زیر را که تحت کشش نهایی $T_u = 150ton$ قرار گرفته، کنترل کنید. پیچ‌های مورداستفاده از نوع A490 به قطر ۱ اینچ (۲٫۵۴ سانتیمتر) است.



الف اتصال تحت اثر کشش **ب) وضعیت پیچ‌های اتصال**

[1] Prying Action

حل:

توجه شود که پیچ‌ها تحت اثر تنش خالص کششی قرار گرفته‌اند. در این وضعیت مقاومت برشی پیچ‌ها موردنظر نبوده و وجود رزوه پیچ در صفحه برش، در ظرفیت کششی اتصال اتکایی تأثیرگذار نیست. در اتصال اصطکاکی، مقاومت کششی اتصال مشابه اتصال اتکایی می‌باشد.

$$d_b = 2.54cm \rightarrow A_b = \frac{\pi(2.54)^2}{4} = 5.07\ cm^2$$

$$R_{ut} \leq \phi R_{nt}$$

$$R_{ut} = \frac{T_u}{n_b} = \frac{150\ ton}{6} = 25\ ton$$

مقاومت کششی فولاد پیچ A490 برابر $f_{ub} = 10\frac{ton}{cm^2}$ می‌باشد.

$$A490 \rightarrow f_{ub} = 10\frac{ton}{cm^2}$$

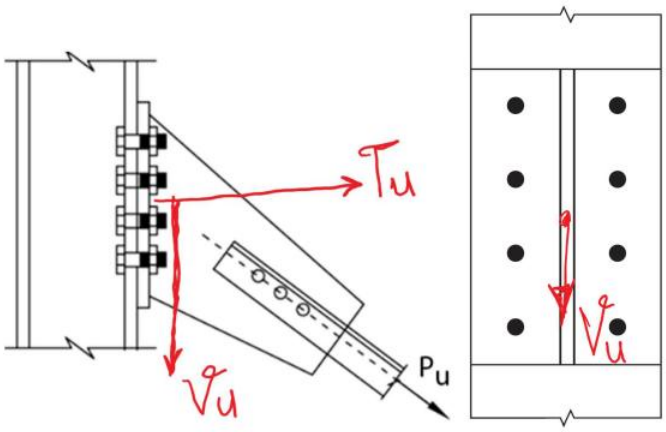
$$f_{nt} = 0.75\ f_{ub} = 0.75 * 10.0\frac{ton}{cm^2} = 7.5\frac{ton}{cm^2}$$

$$R_{nt} = f_{nt}A_b = 7.5\frac{ton}{cm^2} * 5.07cm^2 = 38.0\ ton$$

$$R_{ut} = 25\ ton \leq \phi R_{nt} = 0.75 \times 38.0\ ton = 28.5\ ton \rightarrow O.K.$$

۱۰-۹ اتصالات پیچی تحت اثر توأم کشش و برش

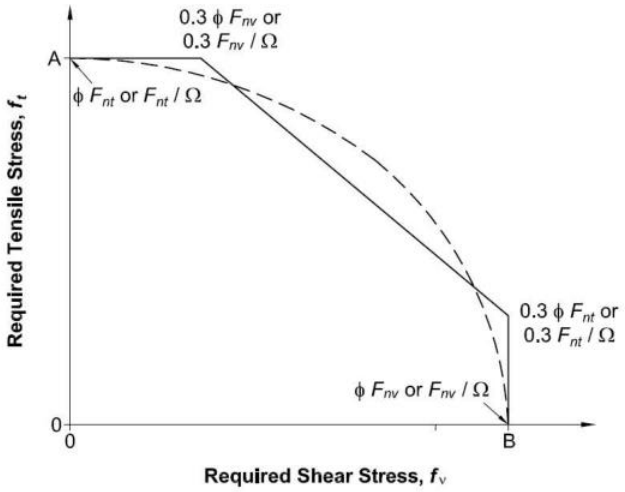
در اتصالات پیچی سازه‌های فولادی موارد متعددی وجود دارد که مجموعه پیچ‌ها تحت اثر هم زمان نیروی برشی و نیروی کششی قرار دارند. در شکل ۱۰–۳۳ امتداد نیروی نهایی P_u از مرکز ثقل پیچ‌ها می‌گذرد در نتیجه لنگری به مجموعه پیچ‌ها اعمال نمی‌شود. نیروی کششی نهایی اتصال (P_u) دارای دو مؤلفه است. مؤلفه برشی نیرو (V_u) باعث ایجاد برش در اتصال می‌شود که در شکل در راستای قائم قرار می‌گیرد. مؤلفه کششی نیرو (T_u) باعث ایجاد کشش در اتصال می‌شود که در شکل، در راستای افقی قرار می‌گیرد.



شکل ۱۰–۳۴ اتصال تحت اثر هم زمان برش و کشش

۱۰-۹-۱ مقاومت کششی (R'_{nt}) و مقاومت برشی (R'_{nv}) پیچ در اتصالات اتکایی با اثر اندرکنش

نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مقاومت کششی و برشی پیچ تحت اثر بارگذاری توأم کششی و برشی، از نمودار زیر تبعیت می‌کند که بر حسب تنش برشی و تنش کششی پیچ ترسیم شده است.



شکل ۱۰–۳۵ اثر هم زمان برش وکشش

منحنی شکل فوق بخشی از بیضی است که با سه خط مستقیم قابل تقریب است. معادلات زیر بیان‌کننده منحنی و خط مایل شکل فوق می‌باشد.

$$\left(\frac{f_{ut}}{\phi f_{nt}}\right)^2+\left(\frac{f_{uv}}{\phi f_{nv}}\right)^2=1 \rightarrow \left(\frac{f_{ut}}{\phi f_{nt}}\right)+\left(\frac{f_{uv}}{\phi f_{nv}}\right)=1.3$$

محاسبه مقاومت اسمی برشی (f'_{nv}) بر حسب نیاز کششی (f_{ut}) با بازنویسی معادله فوق امکان‌پذیر است.

$$f'_{nv}=f_{nv}\left(1.3-\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right)$$

با تعریف ضریب K_{bv} برای اثر اندرکنش نیروی کششی بر مقاومت برشی، روابط بر حسب مقاومت اسمی برشی خالص (R_{nv}) و مقاومت اسمی برشی اصلاح شده (R'_{nv}) بازنویسی شده و روابط زیر حاصل می‌شوند.

$$K_{bv}=1.3-\frac{f_{ut}}{\phi f_{nt}}\times\frac{A_b}{A_b}=1.3-\frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}}$$

$$f'_{nv}=f_{nv}\left(1.3-\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right)\le 1 \rightarrow R'_{nv}=R_{nv}\left(1.3-\frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}}\right)=K_{bv}R_{nv}$$

برای آنکه مقاومت اصلاح شده از مقاومت اولیه بیشتر نشود، لازم است $K_{bv}\le 1$ باشد. ازاین‌رو در مواردی که نیروی کششی نهایی (R_{ut}) کمتر از ۳۰٪ مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) باشد، مقدار $K_{bv}=1$ شده و نیروی کششی اثر کاهنده بر مقاومت برشی ندارد.

به‌صورت مشابه در مواردی که نیروی برشی نهایی (R_{uv}) کمتر از ۳۰٪ مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) باشد، می‌توان اثر اندرکنش نیروی برشی را بر مقاومت کششی نادیده گرفت.

مقاومت طراحی پیچ تحت اثر ترکیب نیروی کششی و برشی در اتصالات اتکایی بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R'_{nv} = \phi f'_{nv} A_b$$

که در آن تنش برشی اسمی اصلاح شده (f'_{nv}) با در نظر گرفتن اثر اندرکنش نیروی برشی و کششی، طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$f'_{nv} = f_{nv}\left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right) \le f_{nv}$$

بدین ترتیب کنترل مقاومت کششی پیچ در اتصال اتکایی با اثر اندرکنش، توسط روابط زیر انجام می‌شود.

$$\boldsymbol{R_{uv} \le \phi R'_{nv} = \phi K_{bv} R_{nv}}$$

$$\boldsymbol{R_{uv} \le (\phi = 0.75)\left(K_{bv} = 1.3 - \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} \le 1\right)(R_{nv} = (0.45\ or\ 0.55) f_{ub} A_b)}$$

در آیین‌نامه‌ها تنش کششی اسمی اصلاح شده (f'_{nt}) نیز به‌صورت مشابه، ارائه شده است که مبنای محاسبات آن، با تنش برشی اسمی اصلاح شده یکسان است.

$$f'_{nt} = f_{nt}\left(1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi f_{nv}}\right) \le f_{nt}$$

لازم به ذکر است رابطه فوق، بیانی دیگر از رابطه f'_{nv} بوده و لزومی به کنترل هر دو رابطه در مسائل اندرکنش تنش کششی و برشی نیست.

۲-۹-۱۰ مقاومت برشی (R'_{nv}) پیچ در اتصالات اصطکاکی با اثر اندرکنش نیروی کششی

در اتصالات اصطکاکی مقاومت طراحی پیچ تحت اثر ترکیب تنش‌های کششی و برشی، بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی تعیین می‌گردد. در حالت حضور هم‌زمان تنش‌های کششی و برشی، نیروی نهایی اتصال (P_u) دارای دو مؤلفه است. مؤلفه برشی نیرو (V_u) باعث ایجاد برش در اتصال می‌شود و مؤلفه کششی نیرو (T_u) باعث ایجاد کشش در اتصال و کاهش نیروی اصطکاک متوسط پیچ‌ها می‌شود. اثر کاهش نیروی اصطکاک با اعمال ضریب کاهش K_{sc} در مقاومت برشی اسمی (R_{nv}) اتصال در نظر گرفته می‌شود. مقدار این ضریب بر حسب سهم کشش هر پیچ $\left(\frac{T_u}{n_b}\right)$ و مقدار متوسط نیروی پیش‌تنیدگی $(D_u T_b)$ تعریف می‌شود. مقاومت برشی اتصال اصطکاکی با اثر اندرکنش نیروی کششی اتصال، از روابط زیر کنترل می‌شود.

$$\boldsymbol{R'_{nv} = K_{sc} R_{nv}}$$

$$\boldsymbol{K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \le 1}$$

بدین ترتیب کنترل مقاومت کششی و برشی پیچ در اتصال اصطکاکی با اثر اندرکنش، توسط روابط زیر انجام می‌شود.

$$\boldsymbol{R_{uv} \le \phi R'_{nv} = \phi K_{sc} R_{nv}}$$

$$\boldsymbol{R_{uv} \le (\phi = 0.7 \mid 0.85 \mid 1.0)\left(K_{sc} = min\left(1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}, 1\right)\right)(R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s)}$$

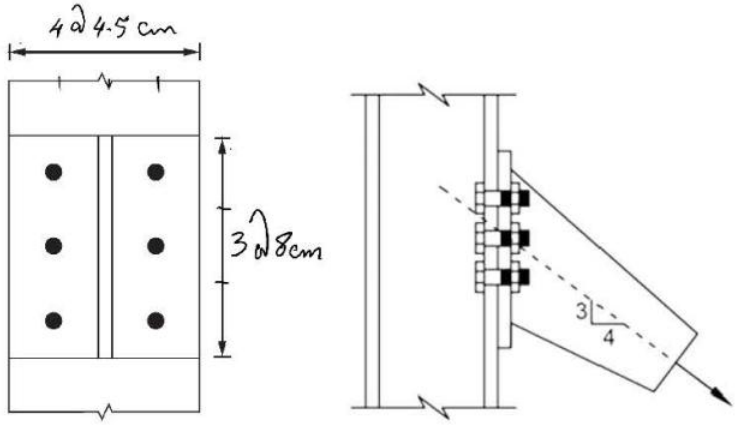
روند استفاده از رابطه فوق در مثال‌های بعدی تشریح شده است.

مثال ۱۰-۸

در اتصال شکل زیر تحت نیروی نهایی $P_u = 40ton$ قرار دارد. پیچ‌ها از نوع A490 و به قطر ¾ اینچ هستند. پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:

الف) کنترل مقاومت کششی و مقاومت برشی اتصال با رفتار اتکایی

ب) کنترل مقاومت برشی اتصال با رفتار اصطکاکی



حل:

محاسبات گام‌های اولیه، برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی مشترک است.

در این مسئله برای اتصال اتکایی، موقعیت سطح دندانه‌دار پیچ مشخص نشده است. بنابراین وضعیت بحرانی‌تر (A490N) در نظر گرفته می‌شود.

$$d_b = \frac{3}{4}inch \times \frac{2.54cm}{1.0inch} = 1.9cm \rightarrow A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi(1.9)^2}{4} = 2.85\ cm^2$$

$$A490 \rightarrow f_{ub} = 10\frac{ton}{cm^2}$$

گام ۱- محاسبه مؤلفه کششی (T_u) و مؤلفه برشی (V_u) بار نهایی اتصال

بار نهایی وارد بر اتصال با زاویه $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{3}{4}\right)$ نسبت به راستای افقی قرار دارد.

$$V_u = P_u \sin(\theta) = 40 \times \frac{3}{5} = 24\ ton$$

$$T_u = P_u \cos(\theta) = 40 \times \frac{4}{5} = 32\ ton$$

گام ۲- نیروی برشی (R_{uv}) و نیروی کششی (R_{ut}) مقطع پیچ

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_b} = \frac{24ton}{6} = 4ton$$
$$R_{ut} = \frac{T_u}{n_b} = \frac{32ton}{6} = 5.33\ ton$$

گام ۳- کنترل مقاومت برشی (R'_{nv}) و مقاومت کششی (R'_{nt}) با اثر اندرکنش – اتصال اتکایی

مقاومت برشی (R_{nv}) و مقاومت کششی (R_{nt}) بدون اثر اندرکنش

$$R_{nt} = f_{nt}A_b = 0.75f_{ub}A_b = 0.75 * 10\frac{ton}{cm^2} * 2.85cm^2 = 21.37\ ton$$
$$R_{nv} = f_{nv}A_b = 0.45f_{ub}A_b = 0.45 * 10\frac{ton}{cm^2} * 2.85cm^2 = 12.82\ ton$$

مقاومت برشی با اثر اندرکنش (R'_{nv})

$$K_{bv} = 1.3 - \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} = 1.3 - \frac{5.33\ ton}{0.75 * 21.37\ ton} = 1.3 - 0.332 = 0.968 \leq 1$$
$$R'_{nv} = K_{bv}R_{nv} = 0.968 * 12.82\ ton = 12.41ton$$

کنترل مقاومت برشی با اثر اندرکنش

$$R_{uv} = 4ton \leq \phi R'_{nv} = 0.75 * 12.41\ ton = 9.31\ ton \rightarrow O.K.$$

گام ۴- کنترل مقاومت برشی (R'_{nv}) با اثر اندرکنش – اتصال اصطکاکی

مقاومت برشی (R_{nv}) بدون اثر اندرکنش

$$T_b = 0.55f_uA_b = 0.55 \times 10\frac{ton}{cm^2} \times 2.85cm^2 = 15.67ton$$
$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s = 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 15.67ton \times 1 = 8.86ton$$

مقاومت برشی (R'_{nv}) با اثر اندرکنش

$$K_{sc} = 1 - \frac{P_{ut}}{D_u T_b n_b} = 1 - \frac{22.4\ ton}{1.13 \times 15.67ton \times 6} = 0.789 \leq 1$$
$$R'_{nv} = K_{sc}R_{nv} = 0.789 \times 8.86ton = 6.99\ ton$$

کنترل مقاومت برشی

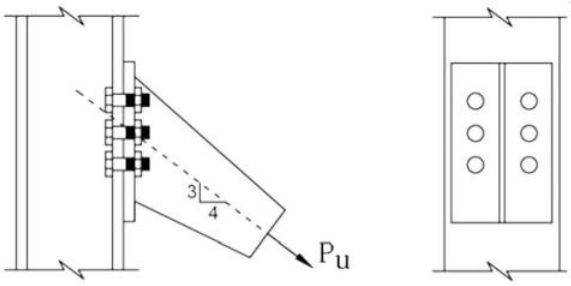
$$R_{uv} = 4ton \leq \phi R'_{nv} = 1 * 6.99\ ton = 6.99ton \rightarrow O.K.$$

تمرین ۱۰-۱

در اتصال شکل زیر تحت نیروی نهایی $P_u = 40ton$ قرار دارد. پیچ‌ها از نوع A490 و به قطر ¾ اینچ هستند. مقاومت کششی و مقاومت برشی پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی



پاسخ:

الف) اتصال اتکایی

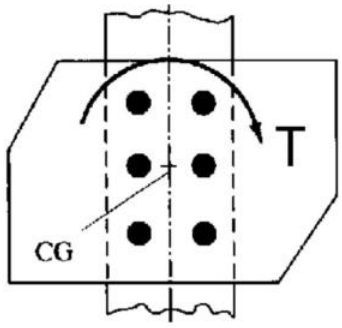
$$R'_{nv} = 0.968 * 12.82\ ton = 12.41 ton$$
$$R'_{nt} = 0.884 * 21.37\ ton = 18.89 ton$$
$$R_{uv} = 4 ton \leq \phi R'_{nv} = 0.75 * 12.41\ ton = 9.31\ ton \rightarrow O.K.$$
$$R_{ut} = 5.33 ton \leq \phi R'_{nt} = 0.75 * 18.89\ ton = 14.17\ ton \rightarrow O.K.$$

ب) اتصال اصطکاکی

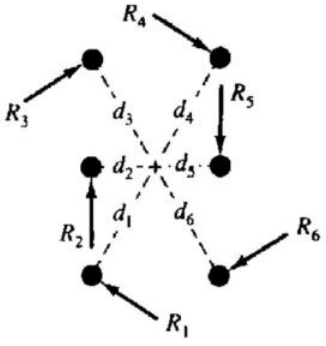
$$R'_{nv} = 0.789 \times 8.86 ton = 6.99\ ton$$
$$R_{uv} = 5.33 ton \leq \phi R'_{nv} = 1 * 6.99\ ton = 6.99 ton \rightarrow O.K.$$

۱۰-۱۰ اتصالات پیچی تحت اثر پیچش

با اعمال لنگر پیچشی بر اتصال، نیروی ایجاد شده در مقطع هر پیچ از نوع برشی بوده و با فاصله پیچ تا مرکز پیچش اتصال، متناسب است. مقدار نیروی هر پیچ با استفاده از روابط مقاومت مصالح و با استفاده از روش بردار الاستیک به دست می‌آید. بدین منظور اتصال شکل زیر در نظر گرفته می‌شود که تحت بار پیچشی (T_u) قرار گرفته است. با دوران صفحه اتصال، تغییر شکل هر پیچ در راستای عمود بر خط واصل پیچ به مرکز اتصال است. ازآنجاکه زاویه دوران صفحه برای همه پیچ‌ها یکسان است،کرنش برشی ایجاد شده در پیچ‌ها یکسان است.



الف) اتصال تحت تأثیر بارگذاری پیچشی



ب) نیروهای برشی ایجاد شده در پیچ‌ها

شکل ۱۰-۳۶ اتصال تحت اثر لنگر پیچشی

در شکل فوق فاصله مرکز پیچ از مرکز اتصال، **شعاع هندسی** نامیده شده و با نماد (d_i) نمایش داده می‌شود. به دلیل رفتار خطی مصالح، تنش برشی هر پیچ (τ_i) متناسب با شعاع هندسی (d_i) هر پیچ می‌باشد. نیروی برشی هر پیچ (R_i) با شعاع هندسی پیچ متناسب است، به‌عبارت‌دیگر

$$\frac{R_1}{d_1}=\frac{R_2}{d_2}=\cdots=\frac{R_i}{d_i}\rightarrow R_1=\frac{R_1 d_1}{d_1}\ ;R_2=\frac{R_1 d_2}{d_1}\ ;R_i=\frac{R_1 d_i}{d_1}$$

توجه شود که تنش برشی هر پیچ (τ_i) و نیروی برشی هر پیچ (R_i) که ناشی از اعمال لنگر پیچشی هستند، همواره بر راستای شعاع هندسی پیچ، عمود می‌باشند.

بدین ترتیب نیروی برشی هر پیچ (R_i) بر حسب نیروی برشی پیچ فرضی شماره ۱ یعنی (R_1) بیان شده است. لنگر پیچشی بار اعمال شده (T_u) با لنگر پیچشی ایجاد شده توسط نیروهای R_i برابر است. بدین ترتیب:

$$\boldsymbol{T_u=R_1d_1+R_2d_2+\cdots}$$

با جایگذاری مقادیر (R_i) بر حسب مقدار (R_1) داریم:

$$\boldsymbol{T_u=\frac{R_1d_1^2}{d_1}+\frac{R_1d_2^2}{d_1}+\cdots}$$

$$T_u=\frac{R_1}{d_1}\Sigma(d_1^2+d_2^2+\cdots)=\frac{R_1}{d_1}\Sigma d^2$$

ازاین‌رو نیروی پیچ شماره ۱ برابر است با:

$$R_1=\frac{T_u d_1}{\Sigma d^2}$$

و به روش مشابه داریم:

$$R_2=\frac{T_u d_2}{\Sigma d^2}\ ;\ R_3=\frac{T_u d_3}{\Sigma d^2}\ ;\ R_i=\frac{T_u d_i}{\Sigma d^2}$$

توجه شود که چنانچه محاسبه تنش برشی مدنظر باشد، با در نظر گرفتن آنکه نیروی برشی هر پیچ (R_i) از حاصل‌ضرب تنش برشی و سطح مقطع پیچ محاسبه می‌شود $(R_i=\tau_i A_i)$ روابط فوق بازنویسی شده و رابطه زیر بدست خواهد آمد که مشابه رابطه پیچش مقاومت مصالح است.

$$\tau_i=\frac{T_u d_i}{\Sigma A d^2}=\frac{T_u r}{J}$$

که در آن $J=\Sigma A d^2$ لنگر اینرسی قطبی مجموعه پیچ‌ها است.

برای جمع آثار نیروهای برشی پیچ ناشی از بارگذاری‌های مختلف برشی و پیچشی، پیچ بحرانی که دارای مختصات (x_{cr},y_{cr}) است به نحوی انتخاب می‌گردد که بیشترین فاصله را با مرکز اتصال داشته باشد. نیروی برشی پیچ بحرانی را با ضرب در سینوس و کسینوس زاویه یعنی نسبتهای $\left(\frac{x_{cr}}{d}\right)$ و یا $\left(\frac{y_{cr}}{d}\right)$ به مؤلفه‌های عمودی و افقی تجزیه می‌شود. با بیان نیروی برشی نهایی پیچ بحرانی (R_u) بر حسب لنگر پیچشی نهایی (T_u) خواهیم داشت:

$$R_{uvx}^T=\frac{T_u y_{cr}}{\Sigma x^2+\Sigma y^2}\ ;\ R_{uvy}^T=\frac{T_u x_{cr}}{\Sigma x^2+\Sigma y^2}$$

در صورت عدم حضور نیروهای برشی دیگر، می‌توان مقدار نیروی برشی نهایی پیچ (R_{uv}) را از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$R_{uv} = \sqrt{R_{uvx}^2 + R_{uvy}^2}$$

در صورت وجود بارگذاری برشی، نیروی برشی هر یک از مؤلفه‌های (R_{uvx}) و (R_{uvy}) تحت تأثیر بارگذاری تغییر می‌کنند. لذا لازم است مؤلفه‌های عمودی و افقی نیروی برشی پیچ، محاسبه شده و مقدار نیروی برشی نهایی هر پیچ باتوجه‌به همه نیروها محاسبه گردد که در بخش‌های بعدی به آن پرداخته شده است.

کنترل مقاومت برشی ناشی از پیچش در پیچ، با در نظر گرفتن مقدار لنگر پیچشی نهایی (T_u) و محاسبه نیروی برشی نهایی پیچ (R_{uv}) و مقایسه با مقاومت برشی طراحی پیچ ϕR_{nv} انجام می‌گیرد. برای کاهش حجم محاسبات، کنترل مقاومت برشی تنها برای پیچ‌های بحرانی انجام می‌شود و نیازی به کنترل مقاومت همه پیچ‌ها نیست.

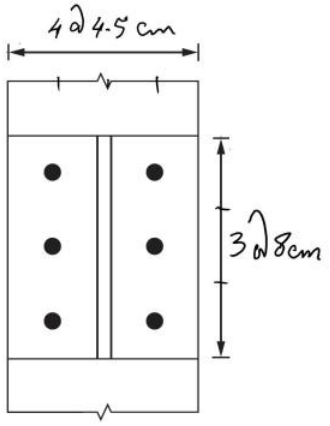
البته لازم است پیچ‌های بحرانی به‌درستی تشخیص داده شوند. پیچ بحرانی، پیچی است که فاصله آن از مرکز اتصال بیشتر باشد. در اتصالات تحت پیچش خالص مانند شکل قبل، پیچ‌های واقع در چهارگوشه اتصال، دارای بیشترین فاصله از مرکز اتصال بوده و باتوجه‌به یکسان بودن مساحت پیچ‌ها، هر چهار پیچ اشاره شده بحرانی محسوب می‌شوند. این موضوع در مثال‌های این بخش بررسی شده است.

مثال ۱۰-۹

اتصال شکل زیر تحت بار پیچشی نهایی $T_u = 5\ ton.m$ در مرکز اتصال قرار گرفته است. پیچ‌های اتصال M22 از نوع A490X می‌باشند. مقاومت برشی پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی A490X

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی A490SC



حل:

توجه شود که بارگذاری مسئله به‌صورت «نهایی» است. بدین معنی که اثر ترکیب بارهای موردنظر، در مقدار آن منظور گردیده است. محاسبات گام‌های اولیه، برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی مشترک است. ابتدا مقدار لنگر پیچشی به واحدهای مورداستفاده در محاسبات، تبدیل می‌شود.

$$T_u = 5\ ton.m \times \frac{100cm}{1m} = 500\ ton.cm$$
$$A490 \rightarrow f_{ub} = 10\frac{ton}{cm^2}$$
$$d_b = 2.2cm \rightarrow A_b = \frac{\pi(2.2)^2}{4} = 3.80\ cm^2$$

گام ۱- مؤلفه‌های نیروی برشی (R_{uvx}, R_{uvy}) حاصل از پیچش

در این اتصال، پیچ‌های گوشه دارای بیشترین فاصله از مرکز اتصال هستند و هر یک از آنها را می‌توان به‌عنوان پیچ بحرانی انتخاب نمود.

توجه شود که تنها بار وارد بر اتصال، بار پیچشی است و لذا وضعیت چهار پیچ گوشه اتصال، یکسان است.

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 6(4.5_{cm})^2 + 4(8_{cm})^2 = 121.5_{cm^2} + 256.0_{cm^2} = 377.5_{cm^2}$$

مختصات پیچ بحرانی نسبت به مرکز اتصال:

$$x_{cr} = 4.5_{cm}\ ; y_{cr} = 8_{cm}$$

مؤلفه‌های افقی و قائم نیروی برشی حاصل از لنگر پیچشی اتصال:

$$R^T_{uvx} = \frac{T_u y_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{(500.0_{ton.cm})(8.00_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 10.6_{ton}$$
$$R^T_{uvy} = \frac{T_u x_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{(500.0_{ton.cm})(4.50_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 6.0_{ton}$$

گام ۲- نیروی برشی نهایی پیچ (R_{uv})

$$\mathrm{R_{uvx}} = \mathrm{R^T_{uvx}} = 10.6_{\mathrm{ton}}$$
$$R_{uvy} = R^T_{uvy} = 6.0_{ton}$$
$$R_{uv} = \sqrt{R^2_{uvx} + R^2_{uvy}} = \sqrt{10.6^2_{ton} + 6.0^2_{ton}} = 12.2_{ton}$$

گام ۳- کنترل مقاومت برشی پیچ ـ اتصال اتکایی

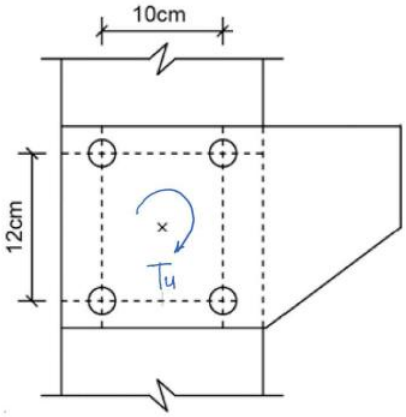
$$\mathrm{f_{nv}} = 0.55\mathrm{f_{ub}} = (0.55)\left(10.0_{\mathrm{ton/cm^2}}\right) = 5.5_{\mathrm{ton/cm^2}}$$
$$\mathrm{R_{nv}} = \mathrm{f_{nv}A_b} = \left(5.5_{\mathrm{ton/cm^2}}\right)(3.80_{\mathrm{cm^2}}) = 20.9_{\mathrm{ton}}$$
$$R_{uv} = 12.2_{ton} \leq \phi R_{nv} = (0.75)(20.9_{ton}) = 15.7_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۴- کنترل مقاومت برشی پیچ ـ اتصال اصطکاکی

$$T_b = 0.55 f_{ub} A_b = (0.55)\left(10.0_{ton/cm^2}\right)(3.80_{cm^2}) = 20.9_{ton}$$
$$R_{nv} = \mu D_h h_f T_b n_s = (0.5)(1.13)(1)(20.9_{ton})(1) = 11.8_{ton}$$
$$R_{uv} = 12.2_{ton} \nleq \phi R_{nv} = (1.00)(11.8_{ton}) = 11.8_{ton} \rightarrow NOT\ O.K.$$

مشاهده می‌شود که اتصال در حالت اصطکاکی پاسخگوی نیاز پیچشی نیست. توجه شود که در حالت اتکایی، مقاومت برشی مقطع پیچ در برابر بار برشی مقاومت می‌کند ولی در حالت اصطکاکی، جداره پیچ با ورق در تماس نبوده و اصطکاک بین ورق‌ها، در برابر بار برشی مقاومت می‌کند.

تمرین ۱۰-۲



اتصال شکل زیر تحت بار پیچشی نهایی $T_u = 1.6\ ton.m$ در مرکز اتصال قرار گرفته است. سطح برش خارج از ناحیه دندانه شده قرار گرفته است. پیچ‌های اتصال M22 از نوع A490SC می‌باشد. مقاومت برشی پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی

پاسخ:

$$R_{uv} = \sqrt{R_{ux}^2 + R_{uy}^2} = \sqrt{3.93^2 + 3.28^2} = 5.12ton$$

الف) اتصال اتکایی

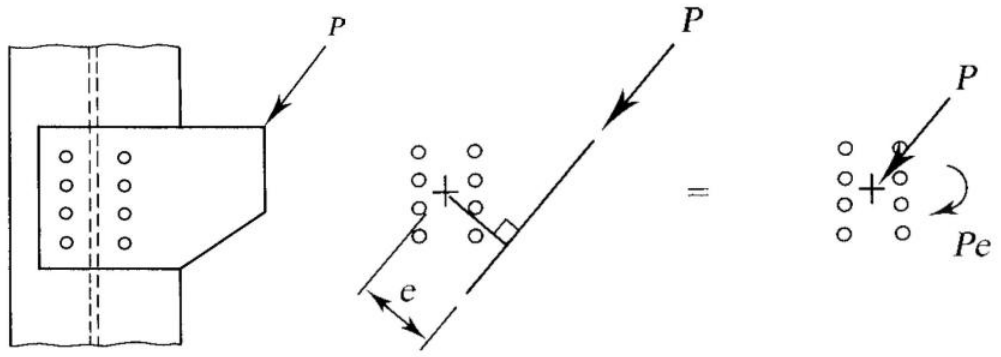
$$R_{uv} = 5.12ton \le \phi R_{nv} = 0.75 \times 20.91ton = 15.68ton \rightarrow O.K.$$

ب) اتصال اصطکاکی

$$R_{uv} = 5.12ton \le \phi R_{nv} = 1.0 \times 11.81ton = 11.81ton \rightarrow O.K.$$

۱۰-۱۱ اتصالات پیچی تحت اثر برش و پیچش

هرگاه راستای اثر بار متمرکز اتصال (P_u) از مرکز ثقل مجموعه پیچ‌ها نگذرد، دارای خروج از مرکزیت برابر e خواهد بود. در این حالت مطابق شکل زیر می‌توان بار متمرکز را معادل مجموع یک نیروی متمرکز (V_u) که از مرکز ثقل پیچ‌ها می‌گذرد و یک لنگر پیچشی $(T_u = P_u e)$ است در نظر گرفت. چون هم نیرو و هم لنگر هر دو باعث برش در پیچ‌ها می‌گردند، چنین وضعیتی را برش با خروج از مرکزیت نیز می‌گویند.



شکل ۱۰–۳۷ ترکیبی از برش و لنگر پیچشی در اتصالات

نیروی برشی V_u در مقاطع پیچ‌ها، نیروی برشی ایجاد می‌کند که با راستای بارگذاری هم‌جهت است. در حالت کلی، نیروی برشی ایجاد شده با سطح مقطع پیچ‌ها متناسب است، ولی در صورت یکسان بودن مقطع پیچ‌ها، نیروی برشی ایجاد شده برابر است با:

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n_P . n_b}$$

نیروی برشی ناشی از بار (V_u) در پیچ، با نماد (R_{uv}^V) و نیروی برشی ناشی از لنگر پیچشی (T_u) با نماد R_{uv}^T نمایش داده می‌شود. در حالت کلی نیروی برشی V_u موازی با یک راستای اصلی نیست و در هر دو راستای x و y دارای مؤلفه است. در این حالت مؤلفه‌های نیروی V_u در دو راستای x و y با نمادهای (R_{uvx}^V, R_{uvy}^V) برای و مؤلفه‌های لنگر پیچشی T_u در دو راستای x و y با نمادهای (R_{uvx}^T, R_{uvy}^T) برای تعریف می‌شوند. بدین ترتیب مجموع نیروهای راستای x و y از روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$R_{uvx} = R_{uvx}^V + R_{uvx}^T = \frac{V_{ux}}{n_P . n_b} + \frac{T_u y_{cr}}{\Sigma x^2 + \Sigma y^2}$$

$$R_{uvy} = R_{uvy}^V + R_{uvy}^T = \frac{V_{uy}}{n_P . n_b} + \frac{T_u x_{cr}}{\Sigma x^2 + \Sigma y^2}$$

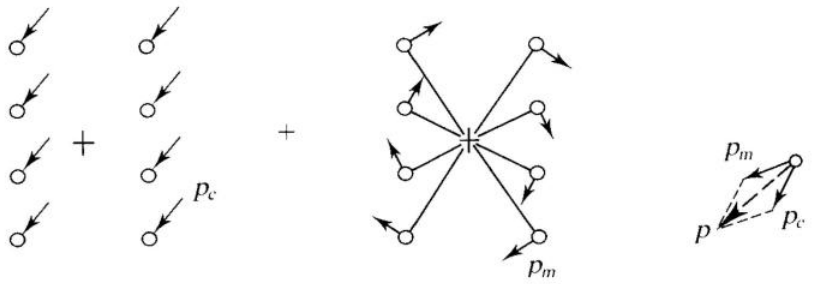
برای محاسبه مقدار نیروی برشی برایند، از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$R_{uv} = \sqrt{(R_{uvx}^T + R_{uvx}^V)^2 + \left(R_{uvy}^T + R_{uvy}^V\right)^2}$$

کنترل مقدار نیروی برشی از طریق رابطه زیر انجام می‌شود که در آن، R_{nv} مقاومت اسمی برشی معرفی شده در بخش‌های قبلی است.

$$R_{uv} \leq \phi R_{nv}$$

لازم به ذکر است نیروی حاصل از بار برشی در همه پیچ‌ها یکسان است ولی نیروی حاصل از لنگر پیچشی، در پیچ‌های بیرونی بیشتر از پیچ‌های داخلی است. این موضوع همراه با نیروی حاصل در **پیچ بحرانی**، در شکل زیر مشاهده می‌شود که در آن نیروی برش ناشی از پیچش در راستای عمود بر شعاع هندسی و نیروی برشی ناشی از بارگذاری برشی در راستای اعمال بار، هم جهت می‌باشند



شکل ۱۰–۳۸ ترکیبی از برش و لنگر پیچشی در اتصالات

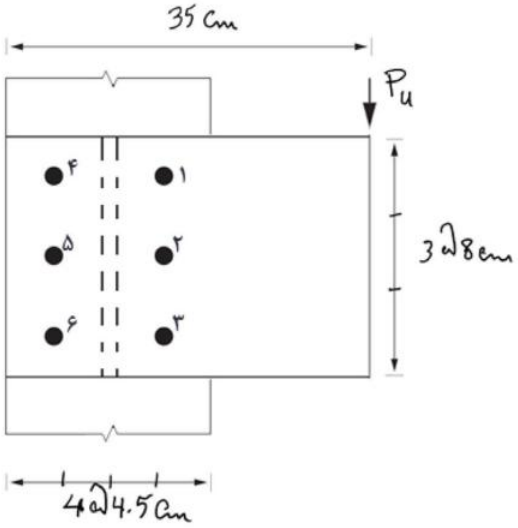
استفاده از روابط فوق در مثال‌های بعدی تشریح شده است.

مثال ۱۰-۱۰

اتصال شکل زیر تحت بار مرده قائم $P_D = 10ton$ قرار گرفته است. سطح برش خارج از ناحیه دندانه شده قرار گرفته است. پیچ‌های اتصال M22 از نوع A490 می‌باشد. از ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ استفاده شود. مقاومت برشی پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی



حل:

این اتصال تحت بار پیچشی خالص، در مثال قبل حل شده است. در این مثال، تأثیر هم‌زمان نیروی برشی و لنگر پیچشی بررسی می‌شود. محاسبات گام‌های اولیه، برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی مشترک است.

$$A490 \rightarrow f_{ub} = 10\frac{ton}{cm^2}$$

$$d_b = 2.2cm \rightarrow A_b = \frac{\pi(2.2)^2}{4} = 3.80\ cm^2$$

گام ۱- محاسبه بار برشی نهایی (V_u) و لنگر پیچشی نهایی (T_u)

$$V_u = P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(10) + 1.6(0) = 12.0_{ton}$$
$$e_x = 35_{cm} - 9_{cm} = 26_{cm}$$
$$T_u = P_u e_x = 12.0_{ton} \times 26_{cm} = 312.0_{ton.cm}$$

گام ۲- نیروی برشی $\left(R_{uv}^V\right)$ ناشی از بار برشی نهایی (V_u)

بار V_u در راستای قائم بوده و تنها دارای مؤلفه y است. سهم همه پیچ‌ها از بار برشی یکسان است. لذا:

$$R_{uvx}^V = 0.0_{ton}$$
$$R_{uvy}^V = \frac{V_{uy}}{n_b n_p} = \frac{12.0_{ton}}{(6)(1)} = 2.0_{ton}$$

گام ۳- نیروی برشی $\left(R_{uv}^T\right)$ ناشی از لنگر پیچشی (T_u) در پیچ بحرانی

در این اتصال، فواصل افقی و عمودی همه پیچ‌ها از مرکز اتصال یکسان است. در پیچ‌های سمت راست، مؤلفه قائم نیروها به جهت پایین بوده و هم‌راستا هستند ولی در پیچ‌های سمت چپ، مؤلفه‌های قائم در دو جهت بالا و پایین بوده که بر برایند آنها اثری کاهنده دارند؛ لذا پیچ شماره ۱ به‌عنوان پیچ بحرانی انتخاب می‌شود.

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 6(4.5_{cm})^2 + 4(8_{cm})^2 = 121.5_{cm^2} + 256_{cm^2} = 377.5_{cm^2}$$
$$x_{cr} = 4.5_{cm}$$
$$y_{cr} = 8.0_{cm}$$
$$R_{uvx}^T = \frac{T_u y_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{(312.0_{ton.cm})(8.0_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 6.6_{ton}$$
$$R_{uvy}^T = \frac{T_u x_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{(312.0_{ton.cm})(4.5_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 3.7_{ton}$$

گام ۴- نیروی برشی نهایی مقطع پیچ (R_{uv})

$$R_{uvx} = R_{uvx}^T + R_{uvx}^V = 6.6_{ton} + 0.0_{ton} = 6.6_{ton}$$
$$R_{uvy} = R_{uvy}^T + R_{uvy}^V = 3.7_{ton} + 2.0_{ton} = 5.7_{ton}$$
$$R_{uv} = \sqrt{R_{uvx}^2 + R_{uvy}^2} = \sqrt{6.6_{ton}^2 + 5.7_{ton}^2} = 8.7_{ton}$$

گام ۵- کنترل مقاومت برشی پیچ (R_{nv}) در اتصال اتکایی

$$f_{nv} = 0.55 f_{ub} = (0.55)\left(10.0_{ton/cm^2}\right) = 5.5_{ton/cm^2}$$
$$R_{nv} = f_{nv} A_b = \left(5.5_{ton/cm^2}\right)(3.80_{cm^2}) = 20.9_{ton}$$
$$R_{uv} = 8.7_{ton} \leq \phi R_{nv} = (0.75)(20.9_{ton}) = 15.7_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۶- **کنترل مقاومت برشی پیچ (R_{nv}) در اتصال اصطکاکی**

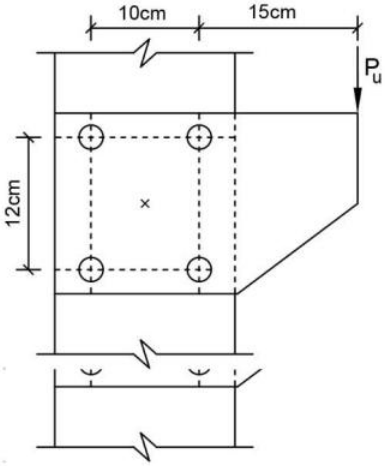
$$T_b = 0.55 f_{ub} A_b = (0.55)(10.0_{ton/cm^2})(3.80_{cm^2}) = 20.9_{ton}$$
$$R_{nv} = \mu D_h h_f T_b n_s = (0.5)(1.13)(1)(20.9_{ton})(1) = 11.8_{ton}$$
$$R_{uv} = 8.7_{ton} \le \phi R_{nv} = (1.00)(11.8_{ton}) = 11.8_{ton} \rightarrow O.K.$$

تمرین ۱۰-۳

مطلوب است محاسبه نیروی برشی R_u ناشی از ترکیب بارهای برش و پیچش در پیچ‌های شماره ۲ و ۴ و ۵ و ۶ از مثال ۱۰ـ۹

تمرین ۱۰-۴

اتصال شکل زیر تحت بار مرده قائم $P_D = 8ton$ قرار گرفته است. سطح برش خارج از ناحیه دندانه شده قرار گرفته است. پیچ‌های اتصال M22 از نوع A490 می‌باشد. از ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ استفاده شود. مقاومت برشی پیچ‌های اتصال را در دو حالت زیر کنترل نمایید:



الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی

پاسخ:

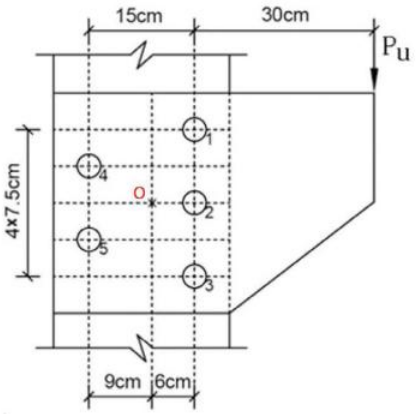
$$V_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(6.5) + 1.6(0) = 7.8ton$$
$$T_u = P_u e_x = 7.8ton \times 20cm = 156\ ton.cm$$
$$R_{uv}^T = \sqrt{\left(R_{ux}^T\right)^2 + \left(R_{uy}^T\right)^2} = \sqrt{3.93^2 + 3.28^2} = 5.12ton$$
$$R_{uv} = \sqrt{\left(R_{ux}^T\right)^2 + \left(R_{uy}^T + R_{uy}^V\right)^2} = \sqrt{3.93^2 + (3.28 + 1.95)^2} = 6.54\ ton$$
$$R_{uv} = 6.54\ ton \le \phi R_{nv} = 0.75 \times 20.91ton = 15.68ton \rightarrow O.K.$$
$$R_{uv} = 6.54\ ton \le \phi R_{nv} = 1 \times 11.81ton = 11.81ton \rightarrow O.K.$$

تمرین ۱۰-۵

در اتصال شکل زیر، پیچ‌های اتصال از نوع A325 و به قطر ¾ اینچ هستند. رزوه پیچ خارج از صفحه برش قرار دارد. حداکثر بار P را در دو حالت زیر تعیین کنید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی (کنکور کارشناسی ارشد)

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی



پاسخ:

$$T_u = P_{ux}e_y + P_{uy}e_x = 0 + P_u \times 36cm = P_u \times 36cm$$

$$R_{uv} = \sqrt{\left(R_{ux}^T\right)^2 + \left(R_{uy}^T + R_{uy}^V\right)^2}$$

$$= \sqrt{0.65{P_u}^2 + (0.26P_u + 0.2P_u)^2} = 0.8P_u$$

$$R_{uv} = 0.8P_u\ ton \le \phi R_{nv} = 0.75 \times 10.26ton = 7.70ton \rightarrow P_u \le 9.62\ ton$$

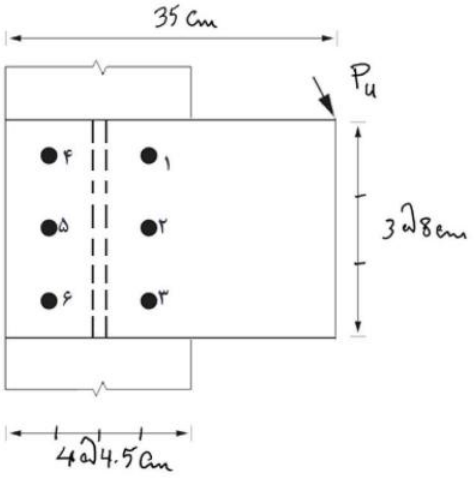
$$R_{uv} = 0.8P_u \le \phi R_{nv} = 1 \times 7.09ton = 7.09ton \rightarrow P_u \le 8.86\ ton$$

مثال ۱۰-۱۱

در اتصال شکل زیر، زاویه بار با راستای افق برابر ۶۰ درجه است. پیچ‌های اتصال M22 از نوع A490 می‌باشند. سطح برش از قسمت دندانه‌دار پیچ می‌گذرد. حداکثر بار P را در دو حالت زیر تعیین کنید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی



حل:

این اتصال با بار قائم معلوم در مثال قبل حل شده است.

محاسبات گام‌های اولیه، برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی مشترک است.

$\text{BoltM22} \rightarrow d_b: 2.2_{cm}, d_h: 2.4_{cm}, D: 2.6_{cm}, A_b: 3.80_{cm^2}, \text{A490N} \rightarrow f_{ub}: 10.0_{ton/cm^2}$

مقدار نیروی نهایی P_u مجهول است.

$$P_{ux} = P_u \cos(60) = 0.5P_u$$
$$P_{uy} = P_u \sin(60) = 0.866P_u$$
$$e_x = 35_{cm} - 9_{cm} = 26_{cm}$$
$$e_y = 12_{cm}$$
$$T_u = P_{uy}e_x + P_{ux}e_y = (0.866P_u)(26_{cm}) + (0.5P_u)(12_{cm}) = 28.52P_u$$

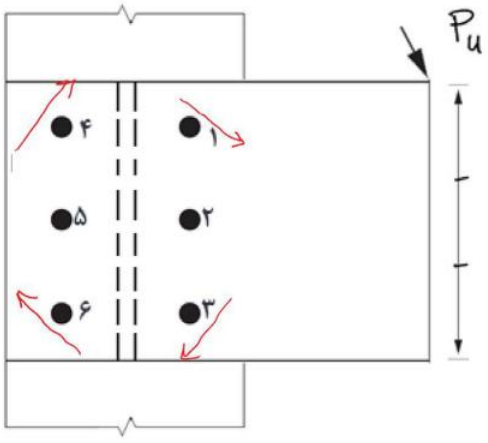
گام ۱- نیروی برشی ناشی از بار (R_{uv}^V)

$$R_{uvx} = \frac{V_{ux}}{n_b n_p} = \frac{0.5P_u}{(6)(1)} = 0.083P_u$$
$$R_{uvy} = \frac{V_{uy}}{n_b n_p} = \frac{0.866P_u}{(6)(1)} = 0.144P_u$$

گام ۲- نیروی برشی ناشی از لنگر پیچشی (R_{uv}^T) در پیچ بحرانی

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 6(4.5_{cm})^2 + 4(8_{cm})^2 = 121.5_{cm^2} + 256.0_{cm^2} = 377.5_{cm^2}$$

در محاسبات مربوط به برش، وضعیت کلیه پیچ‌ها یکسان است ولی در محاسبات مربوط به پیچش، سهم برشی هر پیچ متفاوت است. در این مثال پیچ‌های شماره ۱ و ۳ و ۴ و ۶ بیشترین فاصله را تا مرکز پیچش اتصال دارند. از میان آنها، نیروی برشی ناشی از پیچش در پیچ شماره ۱ با راستای نیروی برشی اعمال شده بر اتصال، بیشترین انطباق را دارد و در ترکیب اثر برش و پیچش، بحرانی‌تر خواهد بود. این موضوع در شکل زیر قابل‌مشاهده است.



$$x_{cr} = 4.5_{cm}$$
$$y_{cr} = 8.0_{cm}$$
$$R_{uvx} = \frac{T_u y_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{28.52P_u(8.00_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 0.60_{cm}P_u$$

$$R_{uvy} = \frac{T_u x_{cr}}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{28.52P_u(4.50_{cm})}{377.5_{cm^2}} = 0.34_{cm}P_u$$

گام ۳- **نیروی برشی نهایی مقطع پیچ (R_{uv})**

$$R_{uvx} = R^T_{uvx} + R^V_{uvx} = 0.60_{cm}P_u + 0.083P_u = 0.683P_u$$
$$R_{uvy} = R^T_{uvy} + R^V_{uvy} = 0.34_{cm}P_u + 0.144P_u = 0.484P_u$$
$$R_{uv} = \sqrt{R^2_{uvx} + R^2_{uvy}} = \sqrt{0.683^2 + 0.484^2}P_u = 0.837P_u$$

گام ۴- **کنترل مقاومت برشی پیچ (R_{nv}) در اتصال اتکایی**

$$f_{nv} = 0.45f_{ub} = (0.45)\left(10.0_{ton/cm^2}\right) = 4.5_{ton/cm^2}$$
$$R_{nv} = f_{nv}A_b = \left(4.5_{ton/cm^2}\right)(3.80_{cm^2}) = 17.1_{ton}$$
$$R_{uv} = 0.837P_u \le \phi R_{nv} = (0.75)(17.1_{ton}) = 12.8_{ton} \rightarrow P_u \le \frac{12.8}{0.837} = 15.3_{ton}$$

گام ۵- **کنترل مقاومت برشی پیچ (R_{nv}) در اتصال اصطکاکی**

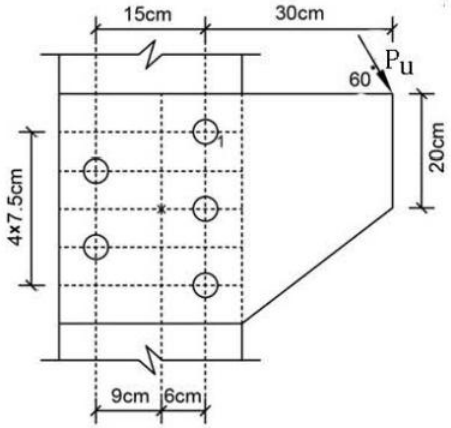
$$T_b = 0.55f_{ub}A_b = (0.55)\left(10.0_{ton/cm^2}\right)(3.80_{cm^2}) = 20.9_{ton}$$
$$R_{nv} = \mu D_h h_f T_b n_s = (0.5)(1.13)(1)(20.9_{ton})(1) = 11.8_{ton}$$
$$R_{uv} = 0.837P_u \le \phi R_{nv} = (1.00)(11.8_{ton}) = 11.8_{ton} \rightarrow P_u \le \frac{11.8}{0.837} = 14.1_{ton}$$

تمرین ۱۰-۶

در اتصال شکل زیر، زاویه بار با راستای افق برابر ۶۰ درجه است. پیچ‌های اتصال از نوع **A325** و به قطر **¾** اینچ هستند. سطح برش از قسمت دندانه‌دار پیچ می‌گذرد. حداکثر بار **P** را در دو حالت زیر تعیین کنید:

الف) اتصال با رفتار اتکایی

ب) اتصال با رفتار اصطکاکی



پاسخ:

$$\mathbf{V_{ux} = P_u \cos(60) = 0.5P_u}$$
$$\mathbf{V_{uy} = P_u \sin(60) = 0.866P_u}$$
$$\boldsymbol{R_{uv} = \sqrt{\left(R^T_{ux} + R^V_{ux}\right)^2 + \left(R^T_{uy} + R^V_{uy}\right)^2}}$$
$$\mathbf{= P_u \times \sqrt{(0.65 + 0.1)^2 + (0.26 + 0.173)^2}}$$
$$\mathbf{= 0.866P_u}$$

$$R_{uv} = 0.866P_u \leq \phi R_{nv} = 0.75 \times 10.26ton = 7.70ton \rightarrow P_u \leq 8.89\,ton$$
$$R_{uv} = 0.866P_u \leq \phi R_{nv} = 1 \times 7.09ton = 5.32ton \rightarrow P_u \leq 8.18\,ton$$

۱۰-۱۲ اتصالات پیچی تحت اثر خمش

چنانچه به اتصالات پیچی بار خارج از صفحه اتصال و خارج از مرکز اعمال شود، اتصال تحت اثر لنگر خمشی قرار می‌گیرد. رفتار اتصالات پیچی تحت اثر لنگر خمشی، به دو روش مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱۰-۱۲-۱ روش اول ـ روش توزیع خطی تنش

چنانچه اتصال تحت برش و خمش باشد، در این روش پیچ‌های بالاتر از تار خنثی الاستیک تحت تأثیر نیروی برشی، نیروی کششی و اثر اهرمی هستند ولی پیچ‌های پایین تار خنثی تنها تحت تأثیر نیروی برشی قرار می‌گیرند.

در این روش، موقعیت تار خنثی مجهول بوده و با سعی و خطا حاصل می‌شود. برای انطباق محاسبات با رفتار واقعی اتصال، سهمی از عرض ورق (و نه تمام آن) در فشار سهیم فرض می‌شود که عرض موثر (b_{eff}) ورق نام دارد. مقدار عرض موثر از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$b_{eff} = 8t_f \leq b_f$$

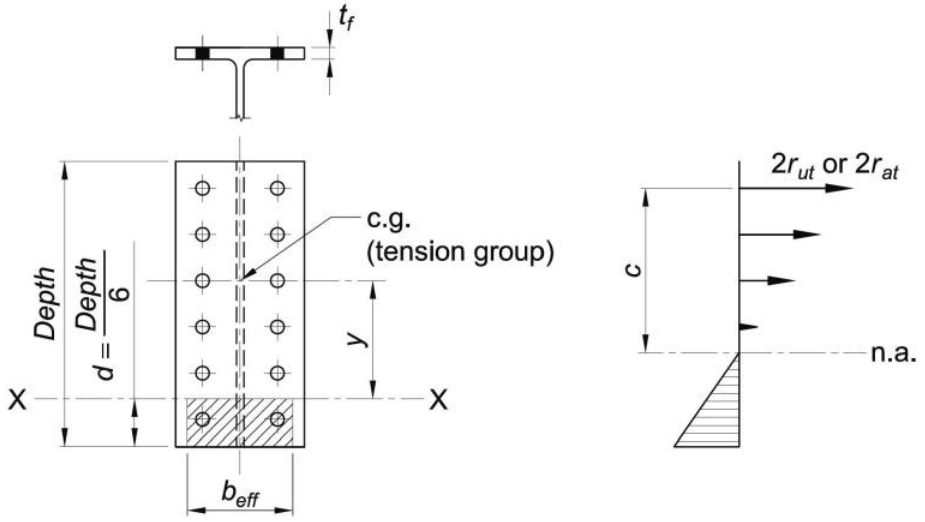
با فرض توزیع خطی تنش فشاری در مقطع اتصال و تعیین مقدار اولیه موقعیت تار خنثی (d) معادله تعادل زیر باتوجه‌به تساوی لنگر استاتیک سطح مقطع ناحیه کششی پیچ‌ها (Q_{top}) و لنگر استاتیک سطح مقطع ناحیه فشاری معادل صفحه اتصال (Q_{bot}) حاصل می‌شود. در ناحیه کششی، پیچ‌های بالاتر از تار خنثی (ΣA_b) و در ناحیه فشاری، سطح فشاری موثر ورق $(b_{eff} \times d)$ تعیین کننده می‌باشند و موقعیت تار خنثی تا رسیدن به پاسخ قابل قبول، به روش سعی و خطا تغییر می‌نماید.

$$(\Sigma A_b)y = b_{eff}d\left(\frac{d}{2}\right)$$

پس از محاسبه موقعیت تار خنثی، نیروی کششی پیچ دورترین تار کششی مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

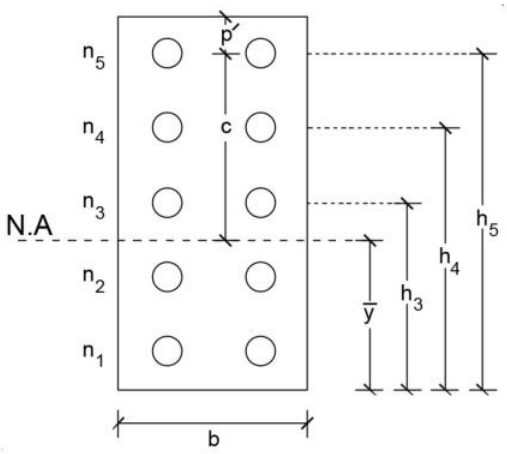
$$R_{ut} = \left(\frac{M_u c}{I_x}\right)A_b$$

که در آن I لنگر اینرسی سطح فشاری موثر و پیچ‌های کششی و c فاصله بالاترین پیچ تا تار خنثی است. مشخصات استفاده شده در محاسبات، در شکل زیر مشاهده می‌شوند.



شکل ۱۰–۳۹ روش توزیع تنش الاستیک

جهت محاسبه در این روش، ابتدا موقعیت تار خنثی حدود یک ششم ارتفاع کل مقطع حدس زده می‌شود و سپس از تساوی لنگر اول سطح نیمه فوقانی و نیمه تحتانی مقطع، موقعیت دقیق تار خنثی تعیین می‌شود.



شکل ۱۰–۴۰ مقطع اتصال تحت اثرخمش

$$\frac{b_{eff}\bar{y}^2}{2} = n_3A_3(h_3 - \bar{y}) + n_4A_4(h_4 - \bar{y}) + \ldots.$$

n_i	تعداد پیچ‌ها در ردیف i ام
$\bar{y}$ or d	ارتفاع محور خنثی
h_i	فاصله ردیف های پیچ در بالای تار خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع
A_i	مساحت پیچ در ردیف i ام
b_{eff}	عرض موثر مقطع

درصورتی‌که تار خنثی محاسبه شده با تار خنثی فرض شده متفاوت باشد و موقعیت تار خنثی تغییر پیداکند، به‌کمک رابطه قبل و با استفاده از تار خنثی به‌دست‌آمده از مرحله قبل محاسبات تکرار می‌شود.

با تعیین موقعیت تار خنثی، لنگر اینرسی مقطع از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$I = \frac{b_{eff}\bar{y}^3}{3} + n_3A_3(h_3 - \bar{y})^2 + n_4A_4(h_4 - \bar{y})^2 + \cdots$$

فاصله از تار خنثی تا دورترین تارکششی مقطع نیز عبارت است از:

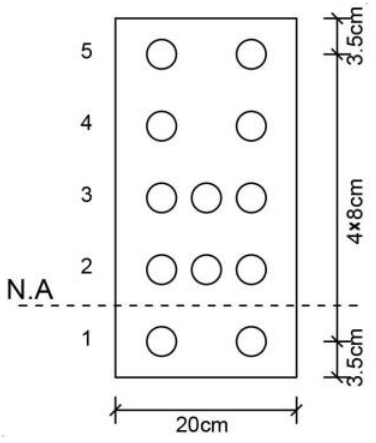
$$c = h_5 - \bar{y}$$

پس از محاسبه موقعیت تار خنثی، تنش‌کششی پیچ دورترین تارکششی مقطع (f_{ut}^M) و نیروی‌کششی پیچ (R_{ut}^M) ناشی از لنگر M از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$f_{ut}^M = \frac{M_u c}{I_x}$$
$$R_{ut}^M = f_{ut}^M A_b$$

مثال ۱۰-۱۲

در اتصال شکل ۱۰ـ۲۸ در ردیف های ۲ و ۳ از پیچ‌های A490 به قطر $18mm$ استفاده شده است و بقیه پیچ‌ها دارای قطر $20mm$ هستند. سطح برش نیز از قسمت دندانه دار می‌گذرد. نیروی‌کششی پیچ بحرانی را برای لنگر اتصال $M_u = 10\ ton.m$ تعیین‌کنید. ضخامت ورق ۳۰ میلیمتر فرض می‌شود.



حل:

$$b_{eff} = \min(8t_f, b_f) = \min(8 \times 3cm, 20cm) = b_f = 20cm$$
$$y = \frac{1}{6}h = \frac{1}{6} \times 39 = 6.5cm$$

تار خنثی بین ردیف اول و دوم از پایین حدس زده می‌شود.

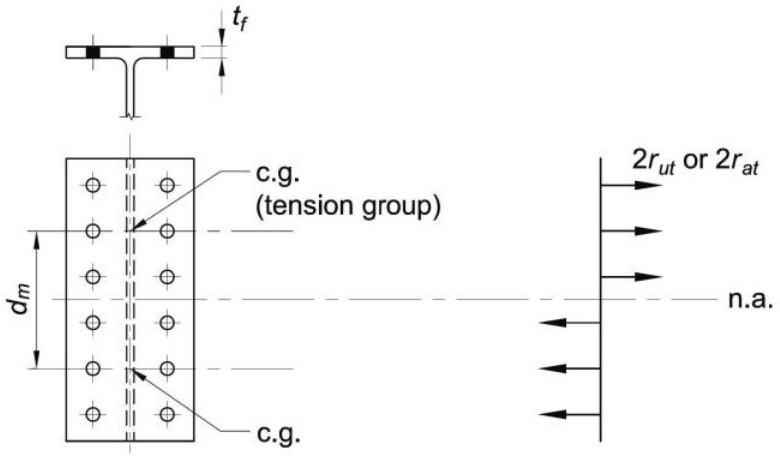
$$A_2 = A_3 = 2.54cm^2$$
$$A_1 = A_4 = A_5 = 3.14cm^2$$
$$\frac{20\bar{y}^2}{2} = 3 \times 2.54(11.5 - \bar{y}) + 3 \times 2.54(19.5 - \bar{y}) + 2 \times 3.14(27.5 - \bar{y}) + 2 \times 3.14(35.5 - \bar{y})$$
$$\rightarrow \bar{y} = 6.68cm$$

موقعیت تار خنثی در بین ردیف اول و دوم پیچ از پایین مقطع است؛ بنابراین باتوجه‌به اینکه موقعیت تار خنثی تغییر پیدا نکرده، محاسبات ادامه می‌یابد.

$$I = \frac{20 \times 6.68^3}{3} + 3[2.54(11.5 - 6.68)^2] + 3[2.54(19.5 - 6.68)^2]$$
$$+2[3.14(27.5 - 6.68)^2] + 2[3.14(35.5 - 6.68)^2]$$
$$\rightarrow \mathrm{I} = 11354.9 cm^4$$
$$c = 35.5 - 6.68 = 28.82 cm$$
$$M_u = 10\ ton.m = 1000\ ton.cm$$
$$f_{ut}^M = \frac{M_u c}{I_x} = \frac{1000 \times 28.82}{11354.9} = 2.54 \frac{ton}{cm^2}$$
$$R_{ut} = f_{ut}^M A_b = 2.54 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} = 8.0\ ton$$

۱۰-۱۲-۲ روش دوم ـ روش توزیع تنش پلاستیک

این روش که روند محاسبات ساده‌تری دارد، نسبت به روش اول محافظه‌کارانه‌تر است. در این روش مطابق شکل زیر موقعیت تار خنثی در مرکز پیچ‌های اتصال فرض می‌شود. تحت خمش منفی، پیچ‌های بالاتر از تار خنثی تحت کشش و پیچ‌های پایینی تحت‌فشار قرار می‌گیرند. به دلیل تقارن اتصال، تعویض جهت خمش اتصال تفاوتی در محاسبات ایجاد نمی‌نماید. نیروی فشاری میان ورق‌های اتصال برابر نیروی کششی پیچ‌ها است. با فرض آنکه نیروی کششی پیچ‌ها در حالت توزیع تنش پلاستیک برابر با نیروی قابل‌تحمل پیچ باشد، نیروی فشاری متناظر با هر پیچ کششی، می‌تواند در موقعیت قرینه آن (یعنی پیچ فشاری) فرض شود. به‌عبارت‌دیگر فشار میان ورق‌ها با نیروی فشاری پیچ‌های پایینی جایگزین می‌شود.



شکل ۱۰-۴۱ روش توزیع تنش پلاستیک

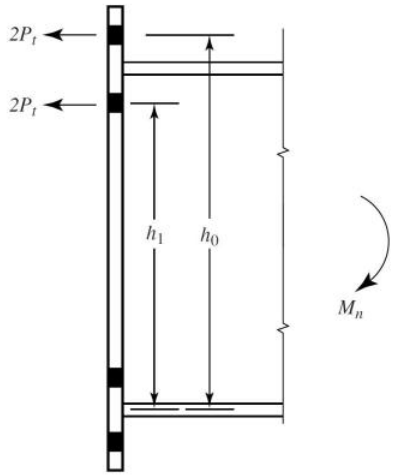
در این روش نیروی کششی و فشاری پیچ‌ها یکسان است که مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\boldsymbol{R_{ut} = \frac{M_u}{n' d_m}}$$

که در آن d' بازوی لنگر میان برایند نیروهای کششی و برایند نیروهای فشاری است و n' تعداد پیچ‌های بالای تار خنثی (برابر نصف تعداد کل پیچ‌ها) می‌باشد.

چنانچه اتصال تحت برش و خمش باشد، در این روش نیز پیچ‌های بالاتر از تار خنثی تحت نیروی برشی،کششی و اثر اهرمی قرار دارند ولی پیچ‌های پایین‌تر از تار خنثی، تنها تحت اثر نیروی برشی قرار دارند.

در طراحی لرزه‌ای اتصالات دارای ورق انتهایی، مانند اتصالات فلنجی ۴ پیچ و ۸ پیچ، مرسوم است که موقعیت تار خنثی را در مرکز پیچ‌های پایینی اتصال فرض می‌نمایند. روش محاسبات بر اساس توزیع تنش پلاستیک است که لازم است برای جزئیات بیشتر، به راهنمای طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌ها و یا کتاب‌های مرتبط مراجعه شود.



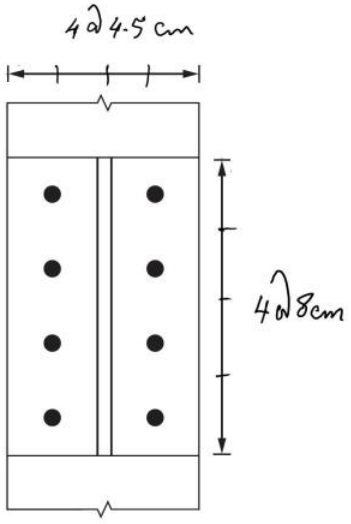
شکل ۱۰–۴۲ خمش در اتصال ورق انتهایی

مثال ۱۰–۱۳

اتصال شکل زیر، تحت لنگر نهایی $M_{ux} = 8ton.m$ حول محور افقی (x) قرار گرفته است. پیچ‌ها M20 و از نوع A325X می‌باشند. ضخامت ورق اتصال $t_f = 2cm$ می‌باشد. مقاومت اتصال را با دو روش زیر کنترل نمایید.

الف) روش توزیع تنش الاستیک

ب) روش توزیع تنش پلاستیک



حل

$$A325\ \&\ d_b = 20mm \le 24mm \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$d_b = 20mm = 2cm \rightarrow A_b = \frac{\pi}{4}(2)^2 = 3.14cm^2$$

$$M_u = 8\ ton.m = 800ton.cm$$

گام ۱- روش توزیع تنش الاستیک

عرض مؤثر ناحیه فشاری

$$b_{eff} = 8t_f \le b_f$$

$$b_{eff} = 8t_f = 8(2_{cm}) = 16_{cm} \le b_f = 18_{cm} \rightarrow O.K.$$

حدس اولیه موقعیت تار خنثی

$$D = 32_{cm} \rightarrow d = \frac{D}{6} = \frac{32_{cm}}{6} = 5.33_{cm}$$

موقعیت تار خنثی در میان پیچ‌های ردیف اول و دوم قرار دارد.

سطح مقطع پیچ‌های بالای تار خنثی

$$\Sigma A_b = 6A_b = 6(3.14_{cm^2}) = 18.84\ cm^2$$

محاسبه فاصله تار خنثی تا مرکز پیچ‌های کششی

$$y = \frac{D-d}{2} = \frac{32_{cm} - 5.33_{cm}}{2} = 13.34_{cm}$$

کنترل لنگر استاتیک سطح (سعی و خطای اول)

$$(\Sigma A_b)y = b_{eff}d\left(\frac{d}{2}\right) \rightarrow d = \sqrt{\frac{2(\Sigma A_b)y}{b_{eff}}} = \sqrt{\frac{2(18.84_{cm^2})(13.34_{cm})}{16_{cm}}} = 5.60_{cm}$$

اصلاح موقعیت تار خنثی

$$d = 5.60_{cm}$$

موقعیت تار خنثی در میان پیچ‌های ردیف اول و دوم قرار دارد و لذا سطح مقطع پیچ‌های بالای تار خنثی تغییر نمی‌نماید.

اصلاح فاصله تار خنثی تا مرکز پیچ‌های کششی

$$y = \frac{D-d}{2} = \frac{32_{cm} - 5.60_{cm}}{2} = 13.20_{cm}$$

کنترل لنگر استاتیک سطح (سعی و خطای دوم)

$$d = \sqrt{\frac{2(\Sigma A_b)y}{b_{eff}}} = \sqrt{\frac{2(18.84_{cm^2})(13.20_{cm})}{16_{cm}}} = 5.57_{cm}$$

اختلاف مقادیر به دست آمده

$$\frac{\Delta d}{d} = \frac{|5.60 - 5.57|}{5.57} = 0.5\%$$

دقت قابل قبول است و نیازی به تکرار سعی و خطا نیست.

فاصله پیچ بحرانی تا تار خنثی

$$c = D - L_e - d$$
$$c = 32_{cm} - 4_{cm} - 5.57_{cm} = 22.43_{cm}$$

محاسبه لنگر اینرسی نواحی کششی و فشاری

$$I = \frac{b_{eff}d^3}{3} + \sum\{A_b(y_i - d)^2\}$$
$$I = \frac{(16_{cm})(5.57_{cm})^3}{3} + 2(3.14_{cm^2})\{(12-5.57)^2 + (20-5.57)^2 + (28-5.57)^2\} = 5648_{cm^4}$$

محاسبه نیروی کششی پیچ بحرانی

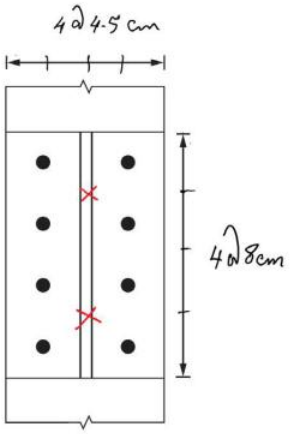
$$R_{ut} = \left(\frac{M_u c}{I_x}\right)A_b$$
$$R_{ut} = \frac{(800_{ton.cm})(22.43_{cm})}{5648_{cm^4}}(3.14_{cm^2}) = 10.0_{ton}$$

کنترل مقاومت کششی پیچ

$$R_{nt} = f_{nt}A_b = 0.75f_{ub}A_b = (0.75)\left(8\frac{ton}{cm^2}\right)(3.14_{cm^2}) = 18.84_{ton}$$
$$R_{ut} = 10.0_{ton} \le \phi R_{nt} = (0.75)(18.84_{ton}) = 14.13_{ton} \rightarrow O.K.$$

گام ۲- روش توزیع تنش پلاستیک

بازوی زوج نیروی فشاری و کششی، معمولاً برابر نصف ارتفاع ورق اتصال است.



$$d_m = \frac{D}{2} = \frac{32_{cm}}{2} = 16_{cm}$$

تعداد پیچ‌های بالای تار خنثی، نصف تعداد کل پیچ‌ها است.

$$n' = \frac{n_b}{2} = \frac{8}{2} = 4$$

محاسبه نیروی کششی و فشاری پیچ‌ها

$$R_{ut} = \frac{M_u}{n' d_m} = \frac{M_u}{\left(\frac{n_b}{2}\right)\left(\frac{D}{2}\right)} = \frac{4M_u}{n_b D}$$

$$R_{ut} = \frac{800_{ton.cm}}{(4)(16_{cm})} = 12.5_{ton}$$

کنترل مقاومت کششی پیچ

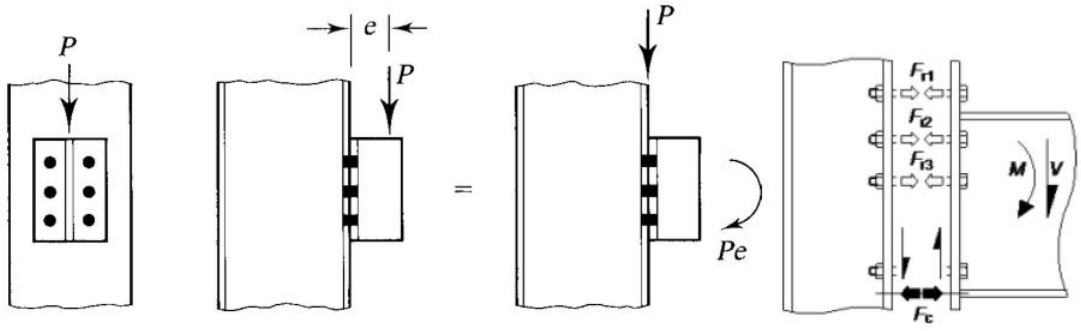
$$R_{nt} = f_{nt} A_b = 0.75 f_{ub} A_b = (0.75)\left(8\frac{ton}{cm^2}\right)(3.14_{cm^2}) = 18.84_{ton}$$

$$R_{ut} = 12.5_{ton} \leq \phi R_{nt} = (0.75)(18.84_{ton}) = 14.13_{ton} \rightarrow O.K.$$

چنانچه مشاهده می‌شود محاسبات در این روش نسبت به روش اول، بسیار کوتاهتر است. همچنین نتیجه این روش محافظه‌کارانه‌تر بوده و مقدار نیروی کششی پیچ را نسبت به مقدار $R_{ut} = 11.37_{ton}$ روش قبل، اندکی بیشتر تعیین می‌کند.

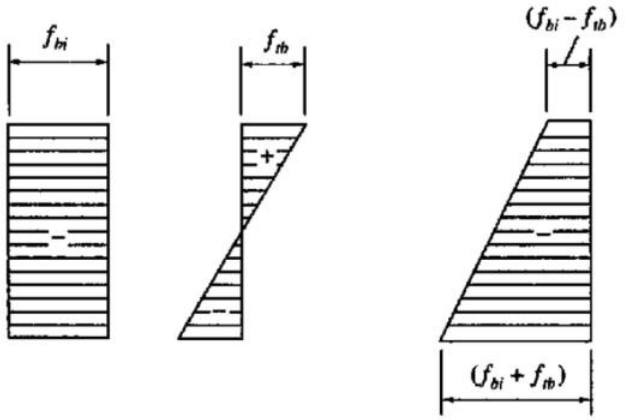
۱۳-۱۰ اتصال پیچی تحت نیروی برشی و لنگر خمشی

اثر ترکیبی نیروی برشی و لنگر خمشی در شکل زیر مشاهده می‌شود.



شکل ۱۰–۴۳ اثر توام نیروی برشی و لنگر خمشی

پیچ‌های اتصال تحت اثر نیروی برشی، سهم یکسانی دارند. اثر لنگر خمشی باعث ایجاد کشش در پیچ بحرانی (پیچ‌های بالایی) می‌شود. لازم به ذکر است به دلیل کاهش نیروی اصطکاک در بالای اتصال و افزایش آن در پایین اتصال، نیروی اصطکاک اتصال ثابت بوده و اثر اندرکنش نیروی برشی و کششی (k_{SC}) در اتصال **لحاظ نمی‌گردد**. شکل زیر توزیع فشار را میان صفحات اتصال نمایش می‌دهد.



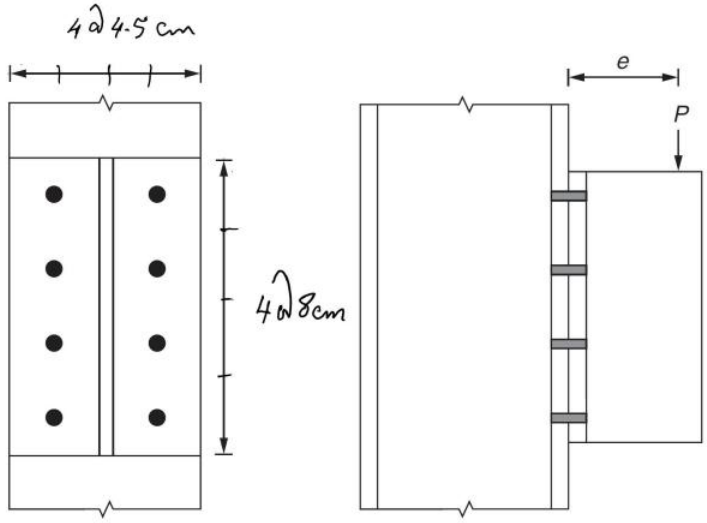
شکل ۱۰–۴۴ نیروی فشاری میان صفحات اتصال

مثال ۱۰–۱۴

در اتصال شکل زیر، بار مرده $P_D = 10ton$ و بار زنده $P_L = 5ton$ دارای خروج از مرکزیت ۸ سانتیمتر است. پیچ‌ها M20 و از نوع A325 می‌باشند. مقاومت اتصال را با استفاده از روش توزیع تنش پلاستیک، در دو حالت زیر بررسی نمایید.

الف) اتصال اتکایی (A325X)

ب) اتصال اصطکاکی (A325SC)



حل

$$A325\ \&\ d_b = 20mm \le 24mm \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$d_b = 20mm = 2cm \rightarrow A_b = \frac{\pi}{4}(2)^2 = 3.14cm^2$$

گام ۱- محاسبه بارهای نهایی

$$V_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 10 + 1.6 \times 5 = 20\ ton$$

$$M_u = P_u e = 20ton \times 8cm = 160\ ton.cm$$

گام ۲- نیروی برشی ناشی از بار ثقلی (R_{uv}^V)

$$R_{uvx}^V = \frac{V_{ux}}{n_p n_b} = 0$$

$$R_{uvy}^V = \frac{V_{uy}}{n_p n_b} = \frac{20_{ton}}{1 \times 8} = 2.5\ ton$$

گام ۳- نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی (R_{ut}^M) در پیچ بحرانی

$$R_{ut} = \frac{M_u}{n' d_m} = \frac{M_u}{\left(\frac{n_b}{2}\right)\left(\frac{D}{2}\right)} = \frac{4M_u}{n_b D}$$

$$R_{ut}^M = \frac{4M_u}{n_b D} = \frac{4(160ton.cm)}{(8)(32_{cm})} = 2.5_{ton}$$

گام ۴- محاسبه بار نهایی کششی و برشی پیچ بحرانی

$$R_{uv} = \sqrt{{R_{uvx}^V}^2 + {R_{uvy}^V}^2} = 2.5_{ton}$$

$$R_{ut} = R_{ut}^M = 2.5_{ton}$$

گام ۵- کنترل مقاومت برشی (R'_{nv}) در اتصال اتکایی با اندرکنش

مقاومت برشی (R_{nv}) و مقاومت کششی (R_{nt})

$$A325X \rightarrow f_{nv} = 0.55 f_{ub}$$

$$R_{nv} = f_{nv} A_b = 0.55 f_{ub} A_b = 0.55 * 8 \frac{ton}{cm^2} * 3.14 cm^2 = 13.82\ ton$$

$$R_{nt} = f_{nt} A_b = 0.75 f_{ub} A_b = 0.75 * 8 \frac{ton}{cm^2} * 3.14 cm^2 = 18.84\ ton$$

کنترل مقاومت برشی با اندرکنش

$$K_{bv} = 1.3 - \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} = 1.3 - \frac{2.5 ton}{0.75 \times 18.84 ton} = 1.12 \nleq 1 \rightarrow K_{bv} = 1$$

$$R_{uv} = 2.5 ton \leq \phi R'_{nv} = \phi K_{bv} R_{nv} = 0.75 \times 1 \times 13.82\ ton = 10.36\ ton \rightarrow O.K.$$

گام ۶- کنترل مقاومت برشی (R_{nv}) در اتصال اصطکاکی

ضریب K_{sc} در این مثال اعمال نمی‌گردد و مقاومت برشی (R_{nv}) بدون اثر اندرکنش محاسبه می‌گردد.

$$T_b = 0.55 f_u A_b = 0.55 \times 8 \frac{ton}{cm^2} \times 3.14 cm^2 = 13.82 ton$$

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s = 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 13.82 ton \times 1 = 7.81\ ton$$

کنترل مقاومت برشی

$$T_u = R_{ut}^M = 2.5 ton$$

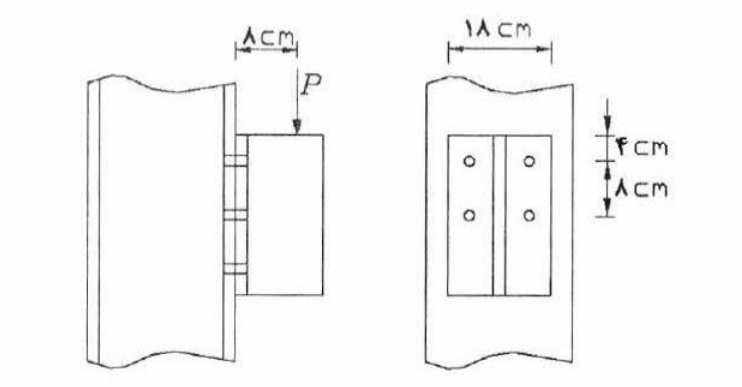
$$R_{uv} = 2.5\ ton \leq \phi R_{nv} = 1 \times 7.65\ ton = 7.65\ ton \rightarrow O.K.$$

مثال ۱۰-۱۵

در اتصال شکل زیر، بار مرده $P_D = 10ton$ و بار زنده $P_L = 5ton$ است. پیچ‌ها M20 و از نوع A325 می‌باشند. با استفاده از روش توزیع تنش پلاستیک، تعداد پیچ‌های موردنیاز اتصال را در دو حالت زیر محاسبه نمایید (پیچ‌ها در ردیفهای دوتایی).

الف) اتصال اتکایی (A325X)

ب) اتصال اصطکاکی (A325SC)



شکل ۱۰–۴۵ طراحی اتصال تحت اثر لنگر خمشی و برش مثال ۱۲ـ۱۰

حل

این اتصال با ۸ عدد پیچ، در مثال قبل حل شده است.

برای طراحی تعداد پیچ، ابتدا فرض می‌گردد که پیچ‌ها فقط تحت برش هستند. پس از تعیین تعداد پیچ، اثر لنگر خمشی نیز بررسی می‌شود.

$$A325\ \&\ d_b = 20mm \le 24mm \rightarrow f_{ub} = 8\frac{ton}{cm^2}$$

$$d_b = 20mm = 2cm \rightarrow A_b = \frac{\pi}{4}(2)^2 = 3.14cm^2$$

گام ۱- محاسبه بارهای نهایی

$$V_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 10 + 1.6 \times 5 = 20\ ton$$
$$M_u = P_u e = 20ton \times 8cm = 160\ ton.cm$$

گام ۲- نیروی برشی ناشی از بار ثقلی (R_{uv}^V) و محاسبه تعداد پیچ بدون اثر لنگر خمشی در اتصال اتکایی

نیروی برشی

$$R_{uv} = R_{uvy}^V = \frac{V_{uy}}{n_p n_b} = \frac{20}{1 \times n_b} = \frac{20ton}{n_b}$$

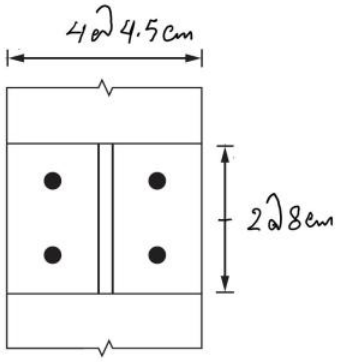
مقاومت برشی

$$A325X \rightarrow f_{nv} = 0.55 f_{ub}$$
$$R_{nv} = f_{nv}A_b = 0.55 f_{ub}A_b = 0.55 * 8\frac{ton}{cm^2} * 3.14cm^2 = 13.82\ ton$$

کنترل مقاومت برشی

$$R_{uv} = \frac{20ton}{n_b} \le \phi R_{nv} = 0.75 * 13.82\ ton = 10.36\ ton \rightarrow n_b \ge 1.92 \rightarrow use\ n_b = 4$$

تعداد پیچ ۴ عدد (دو ردیف دوتایی) انتخاب می‌گردد.



$$R_{uv} = \frac{20ton}{4} = 5\ ton$$

گام ۳- نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی (R_{ut}^{M}) در پیچ بحرانی در اتصال اتکایی

$$R_{ut}^{M} = \frac{4M_u}{n_b D} = \frac{4(160ton.cm)}{(4)(16_{cm})} = 10_{ton}$$

گام ۴- محاسبه بار نهایی کششی و برشی پیچ بحرانی

$$R_{uv} = \sqrt{{R_{uvx}^{V}}^2 + {R_{uvy}^{V}}^2} = 5\ ton$$
$$R_{ut} = R_{ut}^{M} = 10\ ton$$

گام ۵- کنترل مقاومت برشی (R_{nv}) و مقاومت کششی (R_{nt})– اتصال اتکایی

$$A325X \rightarrow f_{nv} = 0.55 f_{ub}$$
$$R_{nv} = f_{nv}A_b = 0.55 f_{ub}A_b = 0.55 * 8\frac{ton}{cm^2} * 3.14cm^2 = 13.82\ ton$$
$$R_{nt} = f_{nt}A_b = 0.75 f_{ub}A_b = 0.75 * 8\frac{ton}{cm^2} * 3.14cm^2 = 18.84\ ton$$

کنترل مقاومت کششی و برشی

$$R_{uv} = 5ton \leq \phi {R'}_{nv} = 0.75 * 11.19\ ton = 8.39\ ton \rightarrow O.K.$$
$$R_{ut} = 10ton \leq \phi {R'}_{nt} = 0.75 * 15.45\ ton = 11.59\ ton \rightarrow O.K.$$

گام ۶- نیروی برشی ناشی از بار ثقلی (R_{uv}^{V}) و محاسبه تعداد پیچ بدون اثر لنگر خمشی در اتصال اصطکاکی

نیروی برشی ناشی از بار ثقلی

$$R_{uy}^{P} = \frac{V_{uy}}{n_p n_b} = \frac{20}{1 \times n_b} = \frac{20ton}{n_b}$$

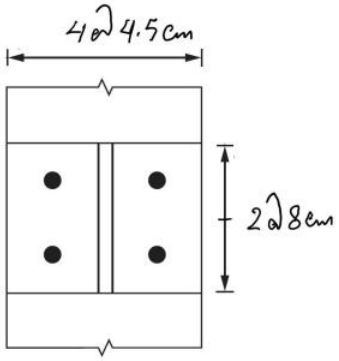
مقاومت برشی (R_{nv})

$$T_b = 0.55 f_u A_b = 0.55 \times 8\frac{ton}{cm^2} \times 3.14cm^2 = 13.82ton$$
$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s = 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 13.82ton \times 1 = 7.81\ ton$$

کنترل مقاومت برشی

$$R_{uv}=\frac{20ton}{n_b}\leq \phi R_{nv}=0.75*7.81\ ton=5.86\ ton\rightarrow n_b\geq 3.41\rightarrow use\ n_b=4$$

تعداد پیچ ۴ عدد (دو ردیف دوتایی) انتخاب می‌گردد.



$$R_{uv}=\frac{20ton}{4}=5\ ton$$

گام ۷- نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی (R_{ut}^{M}) در پیچ بحرانی در اتصال اصطکاکی

$$R_{ut}^{M}=\frac{4M_u}{n_bD}=\frac{4(160ton.cm)}{(4)(16_{cm})}=10_{ton}$$

گام ۸- کنترل مقاومت برشی (R_{nv})– اتصال اصطکاکی

$$T_b=0.55f_uA_b=0.55\times 8\frac{ton}{cm^2}\times 3.14cm^2=13.82ton$$

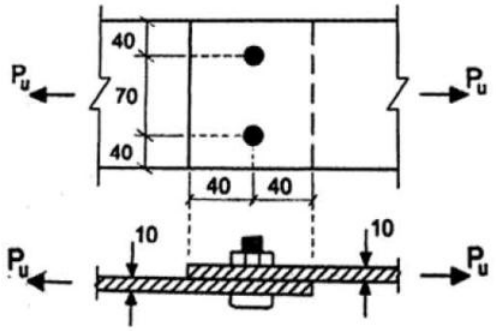
$$R_{nv}=\mu D_u h_f T_b n_s=0.5\times 1.13\times 1\times 13.82ton\times 1=7.81\ ton$$

کنترل مقاومت کششی و برشی

$$R_{uv}=5\ ton\leq \phi R_{nv}=1*6.87\ ton=6.87\ ton\rightarrow O.K.$$

۱۰-۱۴ تست‌های فصل دهم

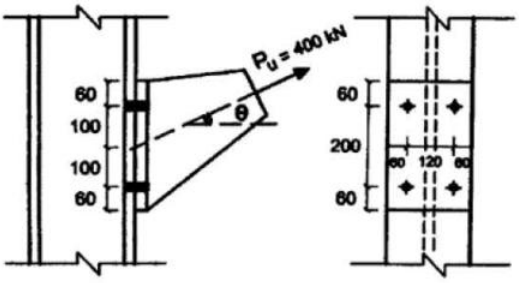
۱. درصورتی‌که در اتصال شکل زیر سطوح ماسه پاشی شده و رنگ نشده باشد، با فرض استفاده از پیچ **M22** و سوراخ استاندارد، مقاومت کششی طراحی اتصال اصطکاکی زیر بر حسب کیلو نیوتن به‌کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ پیچ مصرفی از نوع **A490** و فولاد مصرفی ورق‌ها دارای **Fu=360 MPa/Fy=235MPa** است. اندازه ها در شکل به میلیمتر است.



الف)۲۷۵ ب)۲۵۰ ج)۲۱۰ د)۱۸۰

گزینه د

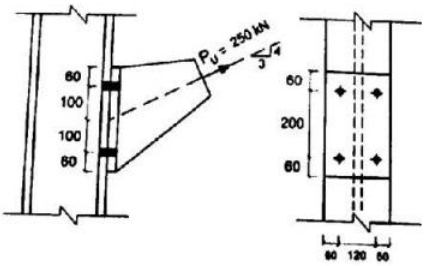
۲. در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع ۸/۸ هستند. حداکثر زاویه قابل‌قبول برای نیرویی **Pa**به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است ؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده می‌گذرد. در شکل ابعاد میلی‌متر است. (محاسبات بهمن ۹۷)



۱)۲۵ درجه ۲)۴۰ درجه ۳)۶۰ درجه ۴) ۷۵ درجه

گزینه ب

۳. در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلیمتر است و پیچ‌ها از نوع ۸/۸ هستند. مقاومت کششی طراحی هر یک از پیچ‌ها بر حسب KN کدام است؟ سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده می‌گذرد. (اردیبهشت ۹۷)



1) 85
2) 190
3) 140
4) 100

گزینه د

۴. اگر در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی پیچ‌ها تحت اثر برش وکشش باشد و در پیچ‌ها مقدار $\frac{\varphi F_{uv}}{F_{nv}} = 0.5$ و $\frac{\varphi F_{ut}}{F_{nt}}$ باشد ، آنگاه مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها کدام است؟ (مهر ۹۶)

1) 0.3 FnvAnb
2) 0.75FnvAnb
3) 0.4 FnvAnb
4) 0.525FnvAnb

گزینه الف

۵. در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی و با شش عدد پیچ M27 و از نوع 10.9 حداکثر نیروی نهایی قابل‌تحمل توسط اتصال فقط از منظر برش در پیچ‌ها بر حسب کیلو نیوتن به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ سطح برش پیچ‌ها از ناحیه دندانه شده نمی‌گذرد و فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو برابر ۵۰۰ میلی‌متر است. (شهریور ۹۵)

1) 2800
2) 2100
3) 1400
4) 700

گزینه ج

۶. فرض کنید برای اتصال ورق‌های وصله یک عضو فولادی از اتصال پیچی و به‌صورت برشی و با عملکرد اتکایی استفاده شده است. اگر در این اتصال ضخامت ورق‌های پرکننده برابر ۲۰ میلی‌متر باشد، برای آن‌که نیازی به ادامه دادن ورق‌های پرکننده از اطراف ورق اتصال نباشد، مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها چقدر است؟ (سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد و پیچ‌ها از نوع پرمقاومت است) (شهریور ۹۵)

1) 0.35Fu

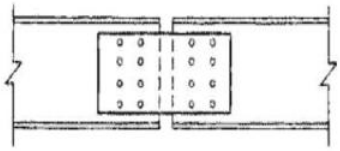
2) 0.38Fu

3) 0.45Fu

4) 0.29Fu

گزینه د

۷. مطابق شکل زیر برای وصله یک عضو کششی با مقطع ناودانی تک از دو ورق اتصال جان استفاده شده است. سوراخ‌های ناودانی استاندارد و سوراخ‌های ورق وصله لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر امتداد نیرو هستند. وضعیت سطوح تماس کلاس A بوده و از ورق پرکننده بین قطعات اتصال استفاده نشده است. درصورتی‌که عملکرد اتصال به‌صورت اصطکاکی در نظر گرفته شود و مقدار نیروی کششی محوری نیروی کششی محوری نهایی (ضریب دار) برابر ۵۰۰ کیلونیوتن باشد، فقط بر اساس کنترل لغزش بحرانی، برای این اتصال کلاً چند عدد پیچ M20 از نوع A325 لازم است ؟ (شهریور ۹۵)



1) 14

2) 12

3) 10

4) 8

گزینه د

۸. یک اتصال پیچی از نوع اتکایی با پیچ پرمقاومت طور یکه سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد مفروض است. درصورتی‌که این اتصال تحت اثر مشترک کشش و برش باشد و تنش کششی موردنیاز یک پیچ ۰/۳۰ مقاومت کششی اسمی آن پیچ وقتی که نیروی کششی به‌تنهایی عمل کند، باشد، نسبت مقاومت برشی اسمی این پیچ به تنش کششی نهایی آن کدام است؟ (شهریور ۹۵)

۱) ۰/۴ ۲) ۰/۴۵ ۳) ۰/۵ ۴) ۰/۵۵

گزینه ج

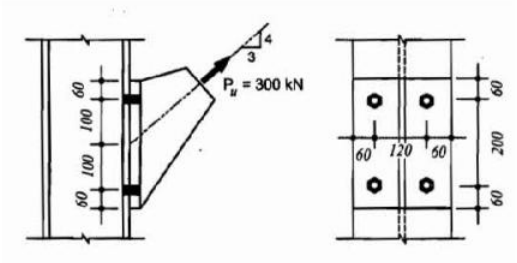
۹. برای اتصال دو تسمه با ضخامت یکسان تحت نیروی کششی ، از پیچ **M20** از نوع **A325** با سوراخ استاندارد و نوع اتکایی استفاده خواهد شد . تسمه ها از فولاد با تنش تسلیم **240 MPa** و تنش کششی نهایی **370 MPa** می باشند . فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها ۸۰ میلیمتر و فاصله مرکز سوراخ‌های کناری از لبه آزاد تسمه برابر ۶۰ میلیمتر است . حداقل ضخامت هر تسمه بر حسب میلیمتر چقدر باشد تا مقاومت طراحی اتکایی جدار سوراخ پیچ‌ها از مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها کمتر باشد ؟ (شهریور ۹۵)

۱) ۸ ۲) ۱۰ ۳) ۱۲ ۴) ۱۵

گزینه الف

۱۰. در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلیمتر است و پیچ‌ها از نوع ۸/۸ است. مقاومت کششی طراحی هر یک از پیچ‌ها بر حسب کیلو نیوتن کدام است؟ سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده می‌گذرد (بهمن ۹۴).

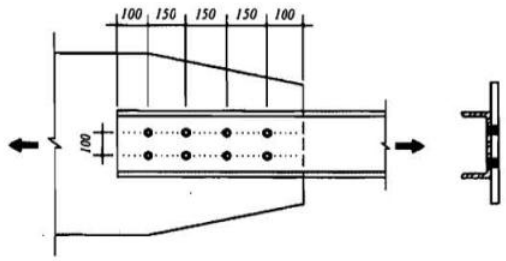
1) 83.7
2) 111.6
3) 141.3
4) 188.4



گزینه الف

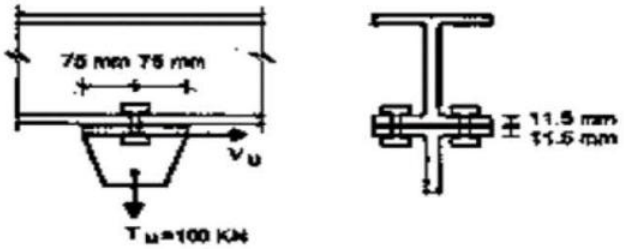
۱۱. ناودانی شکل زیر تحت کشش قرار دارد. پیچ‌ها از نوع پرمقاومت **A490** با قطر **20mm** میباشد و سطح برش از محل دندانه شده نمی‌گذرد. درصورتی‌که اتصال در حالت اتکایی باشد و با سفت‌کردن پیچ‌ها به حالت اصطکاکی در آوریم مقاومت برشی طراحی اتصال چقدر تغییر می‌یابد؟ (سوراخ از نوع استاندارد و وضعیت سطحی کلاس **B** است. از ورق پرکننده استفاده نمیشود .

1) 22درصد افزایش
2) 22درصد کاهش
3) 12 درصد افزایش
4) 12 درصد کاهش



گزینه ب

۱۲. در اتصال پیچی اصطکاکی نشان‌داده‌شده در شکل، مقدار ظرفیت برشی طراحی به‌کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک است؟ فولاد از نوع ST37(Fy= 240 MPa و Fu= 270 MPa) پیچ‌ها M20 و از نوع A325 و سوراخ‌ها استاندارد می‌باشد و فواصل سوراخ‌ها از لبه به‌درستی تنظیم شده است . وضعیت سطحی اتصال ،کلاس A فرض می‌شود . (محاسبات خرداد ۹۳)



1) 48 kN

2) 98kN

3) 33kN

4) 66kN

گزینه د

۱۳. چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی، تنش برش ناشی از بارهای ضریب دار ۴۰ درصد تنش برش اسمی پیچ باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، حداکثر تنش کششی اسمی پیچ چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ پیچ از نوع پرمقاومت است؟ (آذر ۹۲)

الف) Fu ۰/۷۵ ب) 0.6Fu ج) 0.7Fu د) 0.78Fu

گزینه ب

۱۰-۱۵ تمرین‌های فصل دهم

توجه:

- فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

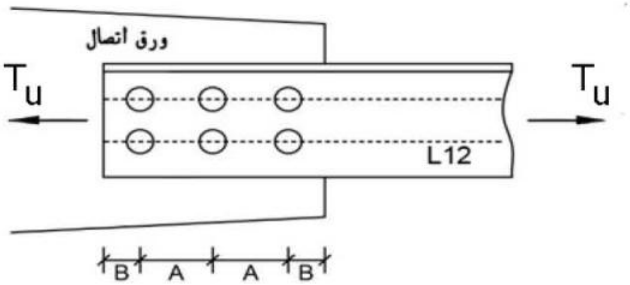
تمرین ۱۰-۷

ظرفیت کششی اتصال شکل را در دو حالت زیر تعیین کنید. ضخامت ورق اتصال t_{PL} است.

الف) هرگاه این اتصال از نوع اصطکاکی باشد.

ب) هرگاه این اتصال از نوع اتکایی بوده و سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها واقع شده است. نوع پیچ‌ها A325 و به قطر ¾ اینچ است. مقادیر A و B را تعیین کنید.

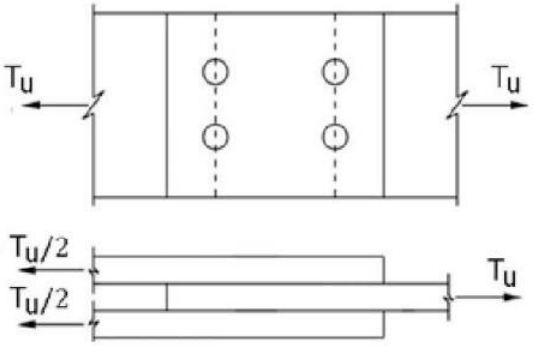
$$t_{PL} = \kappa(mm)$$



تمرین ۱۰-۸

حداکثر ظرفیت کششی اتصال زیر را تعیین کنید، درصورتی‌که نوع پیچ‌ها A325 و به قطر ۲۰ میلیمتر است و سطح برش از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها می‌گذرد (اتصال اتکایی). عرض ورق‌ها b_{pl} است. ضخامت ورق‌های کناری t_{pl1} و ضخامت ورق میانی t_{pl2} می‌باشد.

$$b_{pl} = \kappa(cm), t_{pl1} = 8mm, t_{pl2} = 20mm$$



تمرین ۱۰-۹

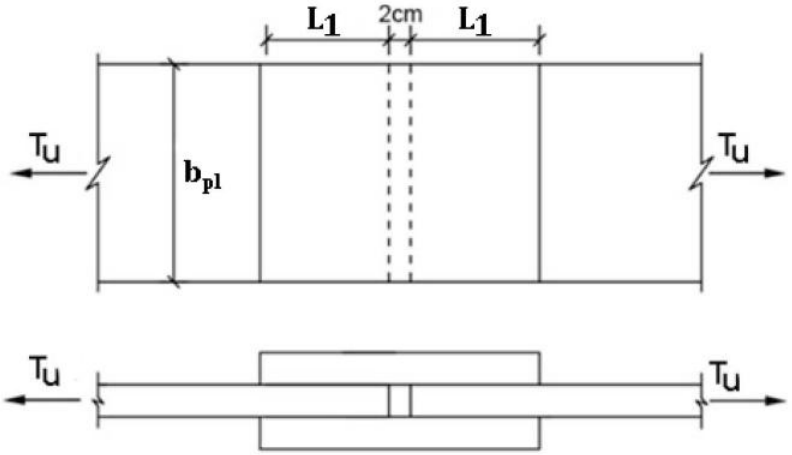
اتصال دو صفحه از طریق اتصال پیچی دو تسمه به شکل زیر برقرار شده است. چنانچه از پیچ‌های به قطر ۲۲ میلیمتر از نوع A325 با سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها استفاده شده باشد و اتصال اصطکاکی موردنظر باشد، مطلوب است:

الف) تعیین ضخامت مناسب برای صفحه و تسمه کششی اتصال.

ب) طراحی پیچ‌های اتصال.

ج) انجام کلیه کنترل‌های لازم در اتصال.

$$T_u = 2\kappa(ton), b_{pl} = \kappa(cm), L_1 = 13cm$$



تمرین ۱۰-۱۰

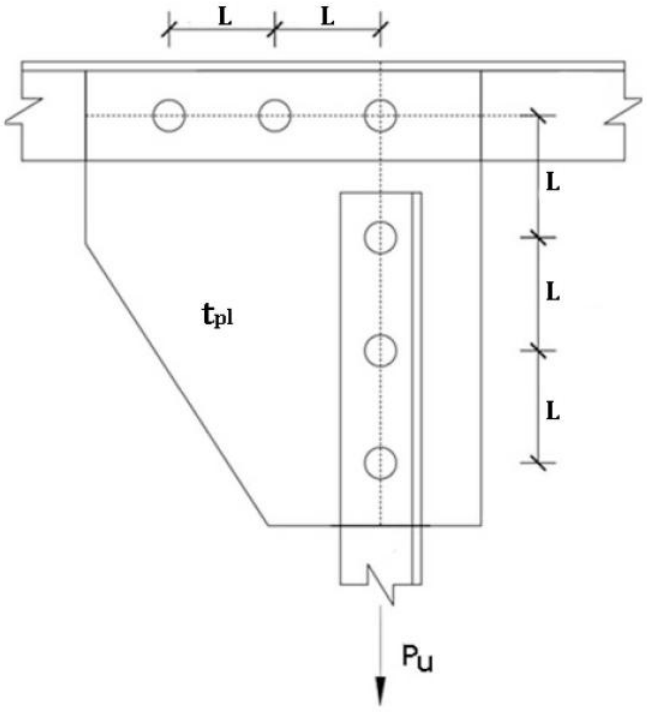
اتصال شکل زیر، دوبل نبشی قائم 2L8x8x0.8cm توسط ورق با ضخامت t_{pl} به دوبل نبشی افقی 2L12x12x1.2cm متصل شده است. پیچ‌های اتصال از نوع A490 هستند. چنانچه سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار فرض شود و اتصال اتکایی و ضوابط ایران موردنظر باشد، مطلوبست:

الف) محاسبه نیروی مجاز P_u بر اساس ظرفیت نبشی کششی (قطر سوراخ‌ها 18mm فرض می گردند).

ب) تعیین قطر پیچ‌های مورداستفاده در ردیفهای افقی و قائم اتصال به‌نحوی‌که نیروی مجاز P_u از نبشی قائم به نبشی افقی انتقال یابد.

ج) انجام کلیه کنترل‌های لازم (لهیدگی، فواصل پیچ‌ها و ...)

$$t_{pl} = 10mm, L = 0.5\kappa(cm)$$



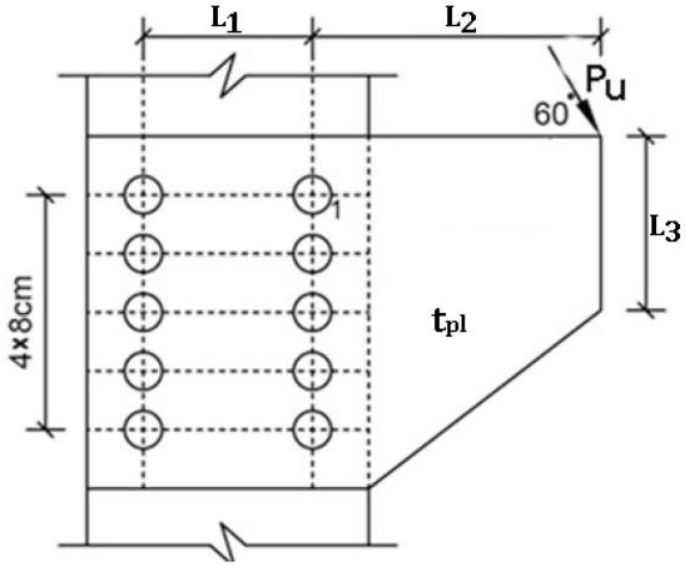
تمرین ۱۰-۱۱

در شکل زیر نوع پیچ‌ها A325 و قطر آنها ¾ اینچ است. مطلوبست تعیین مقدار مجاز نیروی P_u در دو حالت زیر:

الف) اتصال اتکایی (سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ‌ها)

ب) اتصال اصطکاکی

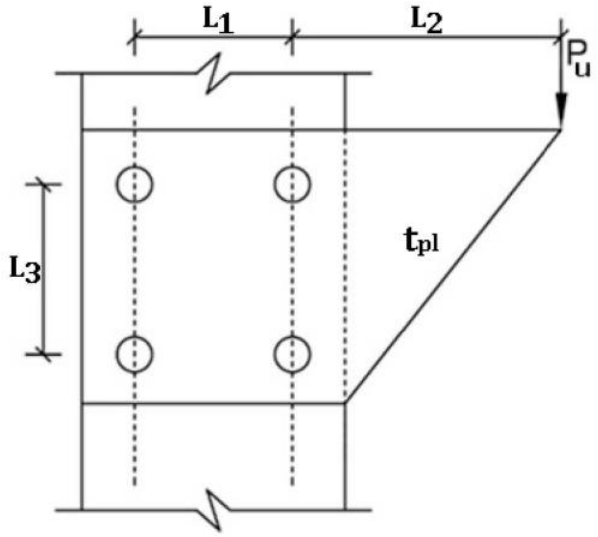
$$t_{pl} = 14mm, L_1 = 0.5\kappa(cm), L_2 = \kappa(cm), L_3 = 20cm$$



تمرین ۱۰-۱۲

ورق اتصال در شکل زیر با ۴ پیچ A325 به ستون در اتصال نوع اتکایی وصل شده است. اندازه پیچ‌های موردنیاز اتصال را تعیین کنید. سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ واقع شده است.

$$P_u = 2\kappa(ton), L_1 = \kappa(cm), L_2 = 20cm, L_3 = 20cm$$



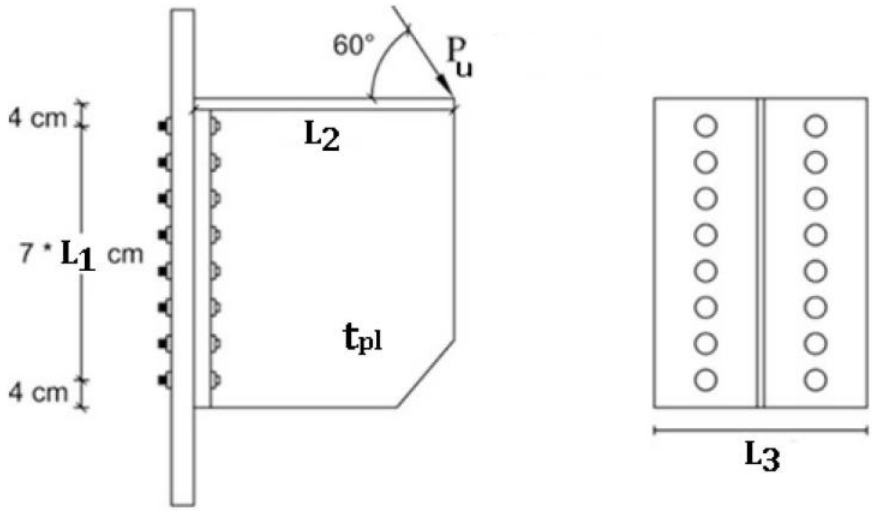
تمرین ۱۰-۱۳

در اتصال شکل زیر، تعداد پیچ‌ها ۱۶ عدد است و پیچ‌ها از نوع A325 می‌باشند. مطلوبست محاسبه قطر پیچ در دو حالت زیر:

الف) اتصال، اتکایی در نظر گرفته می‌شود به‌طوری‌که سطح برش از قسمت دندانه‌دار نمی‌گذرد.

ب) اتصال اصطکاکی

$$P_u = \kappa(ton), L_1 = 7.5cm, L_2 = 25cm, L_3 = 25cm$$



طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

فصل ۱۱

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۱۱

طراحی جوش

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دوم) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۱۱ـ۱	پیشگفتار
۱۱ـ۲	انواع جوش
۱۱ـ۳	وضعیت‌های جوشکاری
۱۱ـ۴	علائم جوشکاری
۱۱ـ۵	معایب و نواقص جوش
۱۱ـ۶	آزمایش‌های جوش
۱۱ـ۷	مقاومت جوش (Rn)
۱۱ـ۸	طرح اتصال جوشی
۱۱ـ۹	تست‌های فصل یازدهم
۱۱ـ۱۰	مسائل فصل یازدهم

۱۱-۱ پیشگفتار

تحلیل علمی و فنی جوشکاری باتکیه‌بر فرایندهای مختلف آن به‌ویژه در مورد اعضای فولادی و در راستای طراحی اتصالات همواره موردتوجه طراحان بوده است. روش‌های گوناگون اتصال اعضای یک سازه به یکدیگر بر حسب نوع فرایند و یا فن اتصال متفاوت است. براین‌اساس می‌توان از روش مکانیکی از قبیل پیچ، پرچ، میخ و یا روش‌های متالوژیکی مانند جوشکاری و لحیم‌کاری استفاده نمود. جوشکاری عبارت است از اتصال و یکپارچه کردن قطعات مختلف فلزی به طور اعم و فولادی به طور اخص به کمک حرارت، فشار و یا ترکیبی از حرارت و فشار. اتصال جوشی خوب و ایده‌آل به اتصالی اطلاق می‌شودکه در آن خواص مکانیکی مصالح اولیه تحت تأثیر حرارت و ذوب شدن تغییری نکند. امروزه پیشرفت‌های زیادی در روش‌های جوشکاری حاصل شده که از جمله آنها می‌توان به جوش دادن فولادهای آلیاژی و جوشکاری در زیر آب برای سازه‌های دریایی اشاره کرد.

۱۱-۱-۱ روش‌های جوشکاری

با استفاده از روش‌های مناسب جوشکاری می‌توان خواص مکانیکی محل اتصال را آن‌چنان آماده‌سازی نمودکه دستیابی به یک جوش ایده‌آل ممکن شود. فرایندهای جوشکاری در سه رده عمومی زیر قرار می‌گیرند:

- جوشکاری دستی

هدایت انبر در جوشکاری دستی توسط کارگر انجام می‌شود. در جوشکاری دستی از الکترود روکش‌دار با طول محدود استفاده می‌شود

- جوشکاری نیمه‌خودکار

در جوشکاری نیمه‌خودکار، هدایت انبر توسط جوشکار انجام می‌شود، اما طول الکترود نامحدود است. در جوشکاری نیمه‌خودکار از الکترود لخت (بدون روکش) با طول پیوسته که دور قرقره پیچیده شده، استفاده می‌شود.

- جوشکاری خودکار

در جوشکاری خودکار از الکترود بدون روکش با طول پیوسته که دور قرقره پیچیده شده، استفاده می‌شود. در جوشکاری خودکار، کلیه عملیات جوشکاری توسط دستگاه به‌صورت خودکار انجام می‌شود

انتخاب روش مناسب برای جوشکاری یکی از مهم‌ترین اقدامات اولیه جوشکاری است. در این مرحله مسئولین طراحی و اجرا، تصمیم می‌گیرند که از کدام یک از روش‌های جوش دستی، نیمه اتوماتیک و یا تمام اتوماتیک استفاده نمایند. این تصمیم‌گیری ازنقطه‌نظر زمان و اقتصاد بسیار مهم و تأثیرگذار است. امروزه استفاده از جوشکاری نیمه و یا تمام اتوماتیک باعث افزایش قابل‌توجه در سرعت و کاهش هزینه‌ها می‌گردد که البته مستلزم سرمایه‌گذاری اولیه بیشتر نیز می‌باشد. استفاده از جوش‌های نیمه اتوماتیک، باعث افزایش چشمگیر سرعت جوشکاری و در نتیجه کاهش هزینه آن می‌شود.

۱۱-۱-۲ انواع تکنولوژی جوش

قوس الکتریکی یکی از روش‌های جوشکاری است که کاربرد بسیار وسیعی در جوشکاری ساختمانی دارد. در این روش اتصال بین قطعات فلز مادر با ذوب کردن لبه‌های درز و سخت شدن بعدی آنها صورت می‌گیرد. در حین ذوب، فلز پایه و فلز جوش با یکدیگر ممزوج شده و پس از سخت شدن، اتصال قطعات تأمین می‌گردد. تکنولوژی‌های مهم جوشکاری که قوس الکتریکی تأمین‌کننده حرارت برای ذوب در آنهاست و با روش‌های دستی، نیمه‌خودکار و یا خودکار اجرا می‌شوند، عبارت‌اند از:

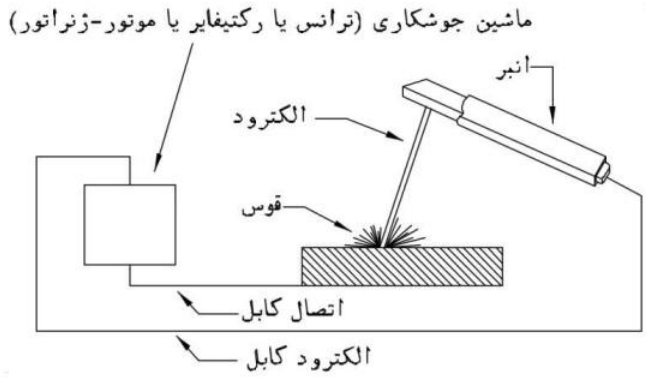
- جوشکاری به روش دستی با الکترود روکش‌دار (SMAW)
- جوشکاری زیر پودری (SAW)
- جوشکاری با گاز محافظ (GMAW) یا جوش تحت حفاظ گاز (با الکترود فلزی یا الکترود تنگستن)
- جوشکاری تحت حفاظت گاز با الکترود تو پودری (FCAW)
- جوشکاری گاز الکتریکی(EGW)
- جوشکاری سرباره الکتریکی (ESW)

از میان تکنولوژی‌های فوق، دو روش اول دارای کاربرد بیشتری در صنعت ساختمان‌سازی هستند که در این فصل مورد بررسی مختصر قرار می‌گیرند.

۱۱-۱-۳ جوشکاری دستی با الکترود روکش‌دار (SMAW)

جوشکاری دستی متداول‌ترین فرایند جوشکاری در کارگاه‌های ساختمانی است. این روش به نام جوشکاری با الکترود دستی نیز نامیده می‌شود. این روش با ذوب فلز پایه، فلز الکترود (فلز پرکننده) و روکش آن همراه است. در موقع برقراری قوس الکتریکی و ذوب شدن فلز مبنا و الکترود، قسمتی از پوشش الکترود به‌گاز محافظ و بخشی دیگر به‌گل یا سرباره تبدیل می‌شود.

قوس الکتریکی بین یک مفتول فولاد که الکترود نامیده می‌شود و فلز پایه تشکیل می‌گردد. با نزدیک کردن نوک الکترود به فلز پایه، در فاصله‌ای حدود قطر الکترود، هوا یونیزه شده و قابلیت هدایت الکتریکی پیدا می‌کند. اما به دلیل بالا بودن مقاومت الکتریکی در طول قوس، انرژی الکتریکی تبدیل به انرژی حرارتی می‌شود و حرارتی حدود ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ درجه سانتیگراد در محل قوس ایجاد می‌شود. این حرارت زیاد باعث ذوب فلز پایه و نوک الکترود می‌شود و یک حوضچه مذاب از هر دو فلز در نوک الکترود به وجود می‌آید. با حرکت الکترود، حوضچه مذاب به سمت جلو حرکت کرده و حوضچه‌های مذاب پشتی سرد و منجمد شده و باعث امتزاج و یکپارچگی دو فلز در محل درز می‌شود. در شکل ۱۱–۱ مدار جوش قوس الکتریکی نشان‌داده‌شده است.



شکل ۱۱–۱ مدار جوش قوس الکتریکی

این مدار شامل اجزاء زیر است:

الف) ماشین جوشکاری که می‌تواند ترانس، رکتیفایر و یا موتور ـ مولد (دینام یا دیزل ژنراتور) باشد. امروزه انواع ماشین‌های جوشکاری مدرنی در بازار موجود است که می‌توانند هر دو جریان مستقیم و متناوب را در دامنه وسیعی از ولتاژ و آمپر تأمین کنند. جوشکاری تحت ولتاژ کمتر از ولتاژ برق شهر و در محدوده ۲۰ تا ۴۰ ولت و شدت جریان بیشتر از برق شهر و در محدوده ۶۰ تا ۴۰۰ آمپر انجام می‌گیرد. در جدول ۱۱–۱ شدت جریان لازم بر حسب قطر الکترود و ضخامت قطعه ارائه شده است.

ب) اتصال فلز پایه به ماشین جوشکاری

ج) اتصال انبر و الکترود به ماشین جوشکاری

د) برقراری قوس الکتریکی

جدول ۱۱–۱ شدت جریان لازم بر حسب قطر الکترود و ضخامت قطعه اتصال

قطر الکترود (mm)	ضخامت قطعه (mm)	شدت جریان (A)
۲/۵ – ۲	۴ـ۲	۱۰۰ـ۶۰
۳ ـ ۲/۵	۶ـ۴	۱۵۰ـ۱۰۰
۵ـ۴	۱۰ـ۶	۲۰۰ـ۱۵۰
۸ـ۵	>۱۰	۴۰۰ـ۲۰۰

۱۱-۱-۴ الکترود

انتخاب الکترود تا حد زیادی بستگی به نوع جریان مصرفی قابل‌دسترسی دارد. عوامل و نکات مؤثر دیگر در انتخاب الکترود عبارت‌اند از:

الف) ترکیب شیمیایی فلز جوشکاری از عوامل مؤثر در انتخاب نوع الکترود است.

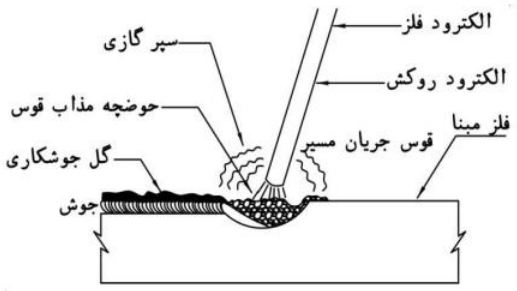
ب)کیفیت موردنظر در محل جوش نیز از نکات قابل‌توجه در انتخاب الکترود است. اگر فاصله درز اتصال عمیق باشد از الکترودهایی که سرباره حجیم تولید می‌کنند استفاده می‌شود.

ج) میزان نفوذ جوش یا عمقی که برای جوش موردنظر است را می‌توان به‌عنوان عاملی در انتخاب نوع و اندازه قطر الکترود دانست.

د) وضعیت جوشکاری نیز در انتخاب الکترود مؤثر است به‌گونه‌ای که در جوش‌های تخت، افقی، قائم (سربالا) و سقفی نوع خاصی از الکترودها قابل‌استفاده هستند.

ه) به‌عنوان یک قاعده کلی نباید از الکترودی که اندازه آن بزرگ‌تر از ضخامت قطعه است، استفاده نمود.

شکل ۱۱–۲ انجام عملیات جوشکاری دستی با الکترود روکش‌دار که همراه با ایجاد حوضچه مذاب و حفاظ گازی است را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱–۲ جوشکاری دستی با الکترود روکش‌دار (SMAW)

۱۱-۱-۴-۱ روکش الکترود

روکش الکترود مخلوطی از سیلیکات سختکننده مانند فلوراید، کربنات، مواد اکسیدی، آلیاژهای فلزی و سلولز است که سه وظیفه مهم را بر عهده دارد:

الف) با ایجاد محافظ گازی شکل، فضایی جهت پایداری قوس ایجاد می‌کند و از فلز مذاب در برابر اکسید شدن محافظت می‌کند، زیرا ممکن است در درجه حرارت بالا فلز مذاب با اکسیژن اکسیده شود.

ب) با ایجاد مواد دیگری نظیر احیا کننده‌ها، به تصفیه فولاد حین جوش می‌پردازد.

ج) پوشش مناسبی روی حوضچه مذاب و جوش سرد شده به‌منظور حفاظت جوش از تأخیر نامناسب اکسیژن و ازت طی عمل جوشکاری ایجاد کرده، به کمک سرباره از سرد شدن سریع فلز جوش جلوگیری می‌کند. این پوشش پس از سرد شدن توسط قطعه آهنی کنار زده می‌شود.

۱۱-۱-۴-۲ نام‌گذاری الکترود

آیین‌نامه AWS و آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران، الکترودها را بر اساس مقاومت و نحوه مصرف آنها طبقه‌بندی و شماره‌گذاری کرده است. در این روش شماره‌گذاری الکترود به‌صورت Eabxx است که در آن E معرف الکترود قوس الکتریکی است و ab بیانگر مقاومت فلز الکترود بر حسب ksi است. هر ksi معادل $70.3\frac{Kgf}{cm^2}$ می‌باشد. عدد دو رقمی (xx) نشان دهنده وضعیت گروهی و مصرفی الکترود برای روش‌های مختلف جوشکاری قوس الکتریکی است. در جدول ۱۱–۲ نمونه‌هایی از الکترود بر اساس آیین‌نامه AWS با ذکر شرایط استفاده و کاربرد ارائه شده است.

مثال ۱۱-۱

نام الکترود E-6013 بیانگر چه اطلاعاتی است؟

حل:

E = الکترود

رقم اول و دوم: ۶۰ = این الکترود دارای مقاومت کششی $F_u = 60\frac{kips}{in^2} * 70 = 4200\frac{Kg}{cm^2}$ است.

رقم سوم: ۱ = قابلیت جوشکاری در همه موقعیت‌های تخت و افقی و سربالا و سقفی را دارد.

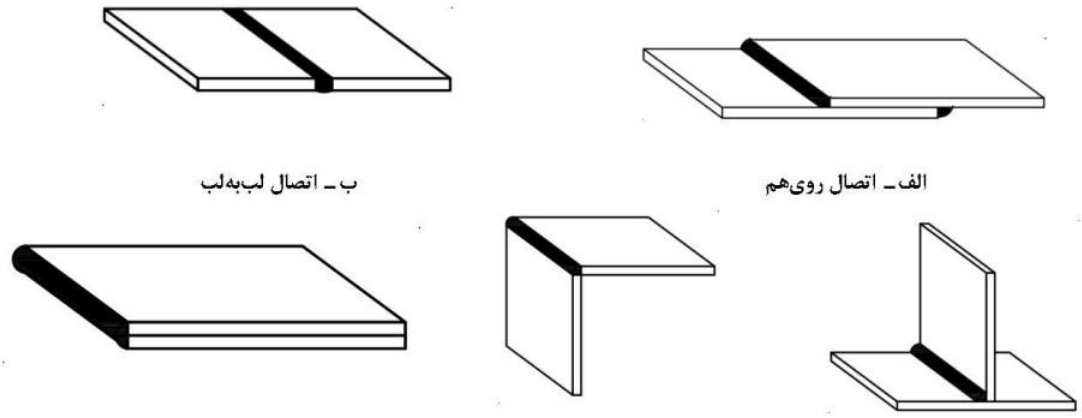
رقم چهارم: ۳ = جنس الکترود روتیلی بوده و با جریان متناوب و یا یک‌سو با قطب آزاد قابلیت اجرا دارد.

جدول ۱۱–۲ نمونه‌هایی از الکترود بر اساس AWS

نوع	کدAWS	نوع جریان	وضعیت جوشکاری	نتایج جوش
فولاد معمولی Mild Steel	E6010 E6011 E6012	DCR DCR,AC DCS,AC	F,V,OH,H F,V,OH,H	سریع سرد شده ، نفوذ عمیق،جوش تخت همه موارد جوشکاری به مقدار کافی سرد شده ، نفوذ کم
	E6015 E6014 E6020 E6024 E6027 E7014 E7024	DER,DCS,AC DCS,AC DCR,DCS,AC DCR,DCS,AC DCR,DCS,AC DCR,DCS,AC DCR,DCS,AC	F,V,OH,H F,V,OH,H F,H F,H F,H F,V,OH,H F,H	جوش خوب ، حداقل جرقه وترشح نرخ رسوب بالا ، شکاف عمیق ، تک پلس پودر آهن دار،نفوذ زیاد ، نرخ رسوب بالا پودر آهن دار ، نفوذ کم ، سرعت زیاد پودر آهن دار، نرخ رسوب بالا، تک پلسی و چند پلسی
کم هیدروژن	E6015 E6016 E6018 E7016 E7018 E7028	DCR DCR,AC DCR,AC DCR,AC DCR,AC DCR,AC	F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H F,H	جوشکاری فولادها با گوگرد وکربن بالا که تمایل به ایجاد حفره های گازی وترکیدگی زیر خط جوش دارند.
فولادهای زنگ نزن	E308-15,16 E389-15,16 E310-15,16 E316-15,16 E347-16,16	DC,AC DC,AC DC,AC DC,AC DC,AC	F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H F,V,OH,H	جوشکاری فولادهای زنگ نزن ۳۰۲،۳۱۰ ،۳۰۴،۳۰۳،۳۰۸ و ۳۰۸ جوشکاری آلیاژ ۳۰۹ در کاربرد درجات خاص جوشکاری در فولاد های زنگ نزن ۳۱۰و۳۱۴ جاییکه خوردگی بالا و درجات سرویس خاص نیاز است جوشکاری فولاد های زنگ نزن۳۱۶ و جوش با کیفیت بالا شامل کربن کم برای کاهش انتقال کربن به جوش و خوردگی مرز دانه ها برای جوشکاری همه فولاد های زنگ نزن
فولادهای کم آلیاژی	E7011-Al E7020-Al E8018-C E10013-G	DCR,AC DCR,DCS,AC DCR,AC DOS,AC	F,V,OH,H F F,V,OH,H F,V,OH,H	برای جوشکاری فولاد های کم کربن مولیبدن برای فولاد های کم آلیاژی استحکام بالا برای جوشکاری فولادهای کم آلیاژی استحکام خیلی بالا
	DCR = جریان یکنواخت قطب معکوس DCS = جریان یکنواخت قطب مستقیم		AC= جریان متناوب F= تخت V= قائم OH= بالای سر یا سقفی H= افقی	

۱۱-۱-۵ انواع درز در اتصالات جوشی

انتخاب نوع اتصال به‌اندازه، شکل قطعات مورد جوش، نوع بارگذاری، میزان سطوح جوشکاری و مسائل اقتصادی بستگی دارد. انواع اتصالات جوشی در شکل ۱۱–۳ نشان‌داده‌شده است. این اتصالات عبارت‌اند از:



الف ـ اتصال روی‌هم ب ـ اتصال لب‌به‌لب

ج ـ اتصال سپری د ـ اتصال گونیای گوشه ه ـ اتصال پیشانی

شکل ۱۱–۳ انواع اتصالات جوشی

۱۱-۱-۵-۱ اتصال لب‌به‌لب

عموماً هرگاه اتصال ورق‌های تخت با ضخامت یکسان موردنظر باشد، از این نوع اتصال استفاده می‌شود. از مزایای این اتصال عدم خروج از مرکزیت است که عموماً در اتصالات روی‌هم وجود دارد. از معایب آن نیز می‌توان به‌ضرورت آماده‌سازی لبه‌های اتصال اشاره کرد.

۱۱-۱-۵-۲ اتصال روی‌هم

ساده‌ترین و معمولی‌ترین نوع اتصال، اتصال روی‌هم است. از مزایای آن می‌توان به‌سهولت تنظیم، سهولت اتصال، امکان اتصال ورق‌های با ضخامت متفاوت و عدم نیاز به آماده‌سازی لبه‌ها اشاره کرد. جوش به‌کاررفته در این اتصالات عمدتاً جوش گوشه است و در کارهای ساختمانی کاربرد زیادی دارد.

۱۱-۱-۵-۳ اتصال T شکل

این نوع اتصال در ساخت قطعات I و T شکل، تیرورق‌ها، ورق‌های تقویتی در جان تیرها و ... استفاده می‌شود. در این نوع اتصال امکان استفاده از جوش گوشه و شیاری فراهم است.

۱۱-۱-۵-۴ اتصال گونیا (کنج)

این اتصال برای ساخت قطعات قوطی شکل که دارای صلبیت و مقاومت کافی در برابر لنگر پیچشی در تیرها و ستون‌ها هستند، استفاده می‌شود.

۱۱-۱-۵-۵ اتصال پیشانی

این اتصال تنش سازه‌ای ندارد و برای ساخت قطعات موقت مورداستفاده قرار می‌گیرد.

۱۱-۲ انواع جوش

انواع جوش در کارهای ساختمانی عبارت‌اند از جوش نفوذی یا شیاری، جوش گوشه، جوش انگشتانه، جوش کام و جوش سطحی که به شرح زیر می‌باشند:

۱۱-۲-۱ جوش نفوذی، جوش لب یا جوش شیاری[1]

از این جوش بیشتر برای اتصال قطعاتی استفاده می‌شود که در یک صفحه قرار دارند و یا به عبارتی بهتر اتصال لب‌به‌لب دارند. در این حالت جوش باید مقاومتی برابر با مقاومت قطعه موردنظر داشته باشد. جوش شیاری بانفوذ کامل اغلب به‌منظور انتقال کامل نیروی اعضایی که به‌وسیله این نوع جوش متصل می‌شوند به کار می‌رود و در شیار ایجاد شده بین دو لبه اجرا می‌شود و آن را از ریشه تا سطح ورق طبق شکل ۱۱–۴ـالف پر می‌کند. درصورتی‌که لزومی به انتقال کامل نیرو از یک عضو به عضو دیگر نباشد استفاده از جوش شیاری بانفوذ نسبی میسر است. این جوش نیز در شیار ایجاد شده بین دو لبه اجرا می‌شود ولی طبق شکل ۱۱–۴ـب تا ریشه نفوذ نمی‌کند.

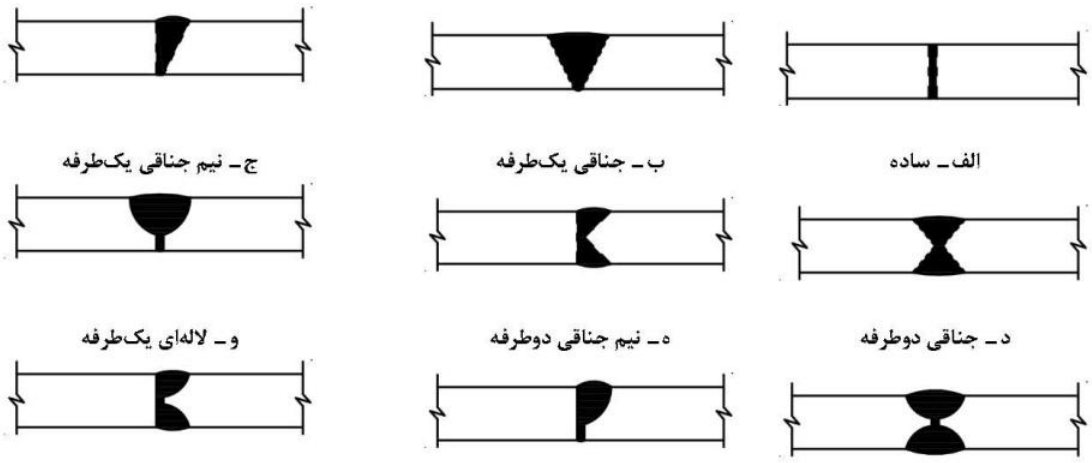


الف ـ جوش نفوذی لب بانفوذ کامل ب ـ جوش نفوذی لب بانفوذ نسبی

شکل ۱۱–۴ جوش نفوذی (شیاری) در اتصال لب‌به‌لب

برای انجام جوش شیاری در دو لبه مجاور هم، لازم است لبه‌های کار به‌منظور نفوذ کامل جوش آماده گردند. در شکل ۱۱–۵ انواع آماده‌سازی لبه‌ها ارائه شده است.

[1] groove weld



الف ـ ساده

ب ـ جناقی یک‌طرفه

ج ـ نیم جناقی یک‌طرفه

د ـ جناقی دوطرفه

ه ـ نیم جناقی دوطرفه

و ـ لاله‌ای یک‌طرفه

ز ـ لاله‌ای دوطرفه

ح ـ نیم لاله‌ای یک‌طرفه

ط ـ نیم لاله‌ای دوطرفه

شکل ۱۱ـ۵ انواع آماده‌سازی لبه‌ها

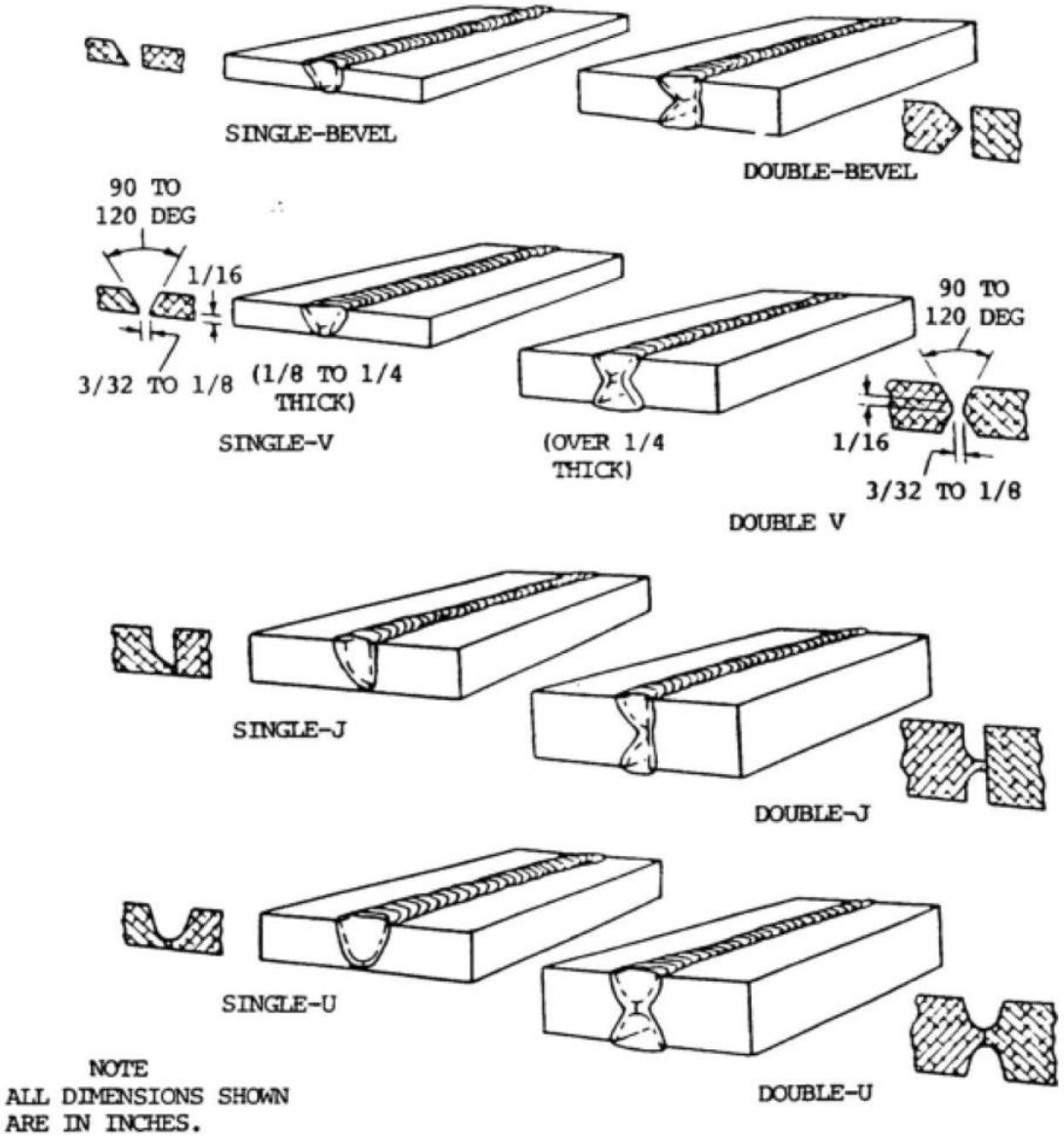
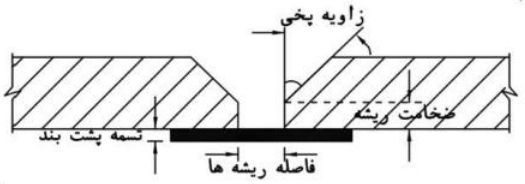


Figure 6-27. Types of groove welds.

شکل ۱۱–۵ (ادامه)

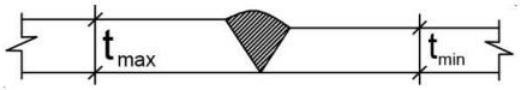
در نقشه‌های اجرایی، باید با استفاده از علائم جوشکاری و یا جزئیات اضافی، نحوه آماده‌سازی لبه‌ها، مشتمل بر شیب برش لبه، ضخامت ریشه، فاصله ریشه، اندازه تسمه پشت‌بند و یا جوش پشت طبق شکل ۱۱–۶ نشان داده شود.



شکل ۱۱–۶ نحوه آماده‌سازی لبه‌های ورق

۱۱-۲-۲ ضخامت و سطح مقطع مؤثر جوش نفوذی

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ایران سطح مقطع مؤثر در جوش‌های شیاری عبارت است از حاصل‌ضرب طول مؤثر جوش در ضخامت مؤثر جوش. طول مؤثر جوش برابر با طول جوش شده و ضخامت مؤثر جوش شیاری بانفوذ کامل مطابق شکل ۱۱–۷ برابر با ضخامت قطعه نازک‌تر در اتصال لب‌به‌لب و ضخامت قطعه جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۱–۷ جوش لب بانفوذ کامل $(t_e = t_{min})$

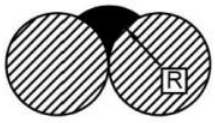
ضخامت مؤثر در جوش نفوذی لب بانفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای ۳ میلیمتر خواهد بود. حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری بانفوذ نسبی از جدول ۱۱–۳ باتوجه‌به ضخامت قطعه نازک‌تر تعیین می‌شود، از طرفی ضخامت جوش نباید از ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده تجاوز کند.

درصورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تعیین نمود باید پیش گرمایش و یا فرایندهای کم هیدروژن استفاده کرد. برای قطعات با ضخامت بزرگ‌تر از ۴۰ میلیمتر، پیش گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعه خاص مورد بررسی قرار گیرد.

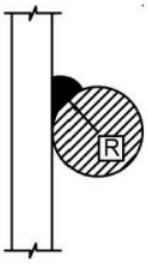
جدول ۱۱–۳ حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری بانفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل ضخامت مؤثر
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر
بیش از ۴۰ تا ۶۰ میلی‌متر	۱۰ میلی‌متر
بیش از ۶۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر	۱۳ میلی‌متر
بیش از ۱۵۰ میلی‌متر	۱۶ میلی‌متر

ضخامت مؤثر جوش شیاری که بین دو لبه‌گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) و یا بین یک لبه‌گرد و لبه تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، طبق شکل ۱۱–۸ می‌باشد.



الف) $(t_e = 0/5R)$



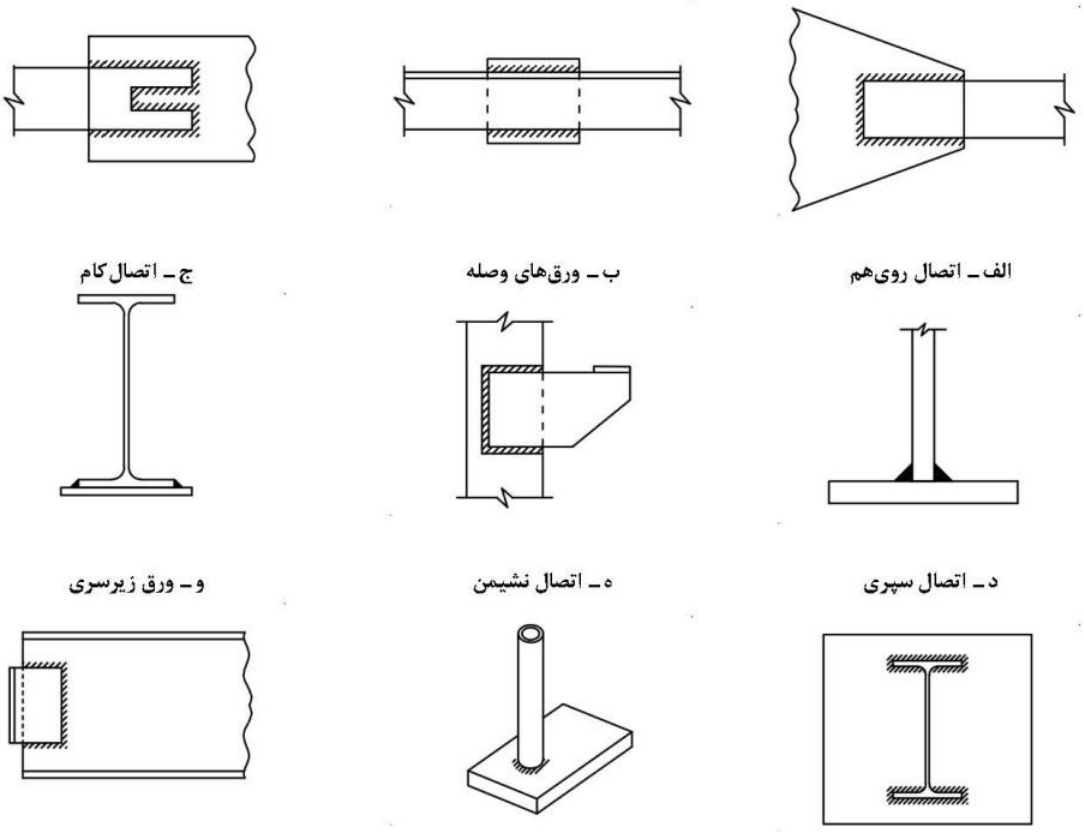
ب) $(t_e = 0/3R)$

شکل ۱۱–۸ ضخامت مؤثر جوش شیاری بین دو لبه‌گرد یا یک لبه‌گرد و یک لبه تخت

۱۱-۲-۳ جوش گوشه[1]

به دلیل اقتصادی بودن، سهولت اجرا و امکان سازگاری با شکل درز از پرمصرف‌ترین انواع جوش است و باربری این نوع جوش برشی است. در این نوع جوش آماده‌سازی لبه قطعات لازم نیست و برای این جوش برش لبه قطعات با مشعل و قیچی قابل‌قبول است. جوش گوشه، جوشی است که در فصل مشترک دو سطح که با هم زاویه‌ای می‌سازند، اجرا می‌شود. این جوش در امتداد یک خط به طور پیوسته یا منقطع و یا در محیط سوراخ و شکاف قابل‌اجراست. شکل ۱۱–۹ انواع رایج از جوش‌های گوشه و موارد کاربرد آنها را در اتصالات جوشی نشان می‌دهد.

[1] fillet weld



الف ـ اتصال روی‌هم — ب ـ ورق‌های وصله — ج ـ اتصال کام

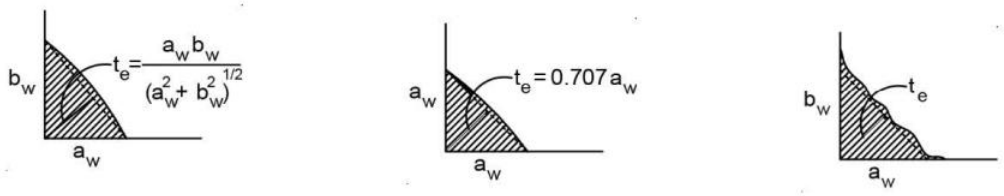
د ـ اتصال سپری — ه ـ اتصال نشیمن — و ـ ورق زیرسری

ز ـ صفحات زیر ستون — ح ـ اتصال لوله‌ای — ط ـ اتصال نبشی جان

شکل ۱۱–۹ انواع رایج از جوش‌های گوشه

۱۱-۲-۴ بعد یا ساق جوش گوشه (a_w)

بعد جوش گوشه (a_w) اندازه ساق مقطع جوش می‌باشد. در شکل ۱۱–۱۰ مثلث مقطع جوش نشان‌داده‌شده است.



الف ـ جوش با سطح ناصاف — ب ـ جوش با ساق‌های مساوی — ج ـ جوش با ساق‌های نامساوی

شکل ۱۱–۱۰ مثلث مقطع جوش

باتوجه‌به هندسه مثلث مقطع جوش، داریم:

$$t_e = \frac{a_w b_w}{\sqrt{a_w^2 + b_w^2}} \qquad ۱۱-۱$$

اگر $a_w = b_w$ باشد:

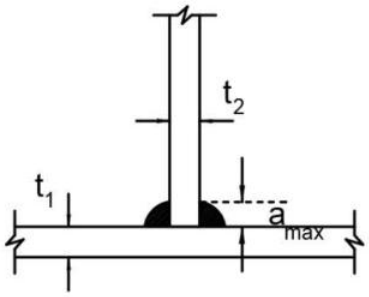
$$t_e = \frac{a_w}{\sqrt{2}} = 0.707 a_w \qquad ۲-۱۱$$

حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازک‌تر می‌باشد و نباید از بعد موردنیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و مقادیر جدول ۱۱–۴ کوچک‌تر انتخاب شود. از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده تجاوز کند.

جدول ۱۱–۴ حداقل بعد جوش گوشه (a_w^{min})

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک‌بار عبور)
تا ۶ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلیمتر	۵ میلیمتر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

درصورتی‌که همانند شکل ۱۱–۱۱ جوش گوشه از بعدی غیر از ضخامت ورق صورت گیرد، بعد حداکثر جوش آنها بر اساس حداقل ضخامت قطعات متصل‌شونده تعیین می‌شود.



شکل ۱۱–۱۱ جوش گوشه از بعدی غیر از ضخامت

در این حالت لازم است ۱۱–۳ برقرار گردد.

$$a_w^{min}(table) \le a_w \le a_w^{max} = min(t_1, t_2) \qquad ۳-۱۱$$

حداکثر بعد جوش گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده مطابق شکل ۱۱–۱۲ تعیین می‌گردد. در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلیمتر، حداکثر بعد جوش گوشه برابر با ضخامت قطعه خواهد بود. در قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلیمتر، حداکثر بعد جوش گوشه برابر با ضخامت قطعه منهای ۲ میلیمتر خواهد بود. در سازه تحت بار دینامیکی حداقل اندازه جوش ۵ میلیمتر خواهد بود.



الف ـ قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلیمتر — $a_w^{max} = t$

ب ـ قطعات با ضخامت بیشتر از ۶ میلیمتر — $a_w^{max} = max(t - 2, 6mm)$

شکل ۱۱–۱۲ حداکثر بعد جوش گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده

۱۱-۲-۵ ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه

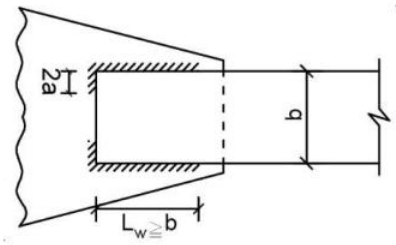
ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه، برابر کوتاه‌ترین فاصله بین عمیق‌ترین نقطه (ریشه) مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به‌عبارت‌دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به‌حساب می‌آید.

۱۱-۲-۶ طول مؤثر جوش گوشه (L_w)

طول مؤثر جوش‌های گوشه (به جز جوش‌هایی که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده می‌باشد. برای جوش‌های گوشه در سوراخ و شکاف، طول مؤثر برابر با طول محور (میان‌تار) است که از مقطع گلوگاه جوش می‌گذرد.

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه می‌شوند نباید از ۴ برابر بعد جوش کمتر شود، به‌عبارت‌دیگر بعد جوش نباید از ¼ طول آن تجاوز کند.

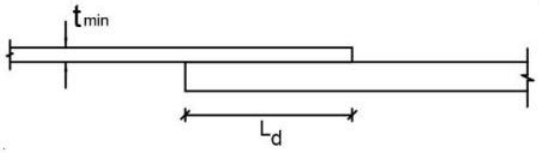
درصورتی‌که طبق شکل ۱۱–۱۳ از جوش گوشه در لبه‌های طولی و موازی در انتهای تسمه‌های کششی استفاده می‌شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله عمودی بین آنها (تقریباً عرض تسمه) کمتر باشد و این فاصله عمودی نباید از ۲۰ سانتیمتر تجاوز کند. همچنین کلیه جوش‌های گوشه که در لبه کناری و یا ضلع انتهای عضو انجام می‌شود باید درآخر ضلع و برروی ضلع دیگر برگشت داده شود که به آن قلاب می‌گویند و حداقل طول این برگشت ۲ برابر بعد جوش $(2a_w)$ می‌باشد.



شکل ۱۱–۱۳ ضوابط حداقل در طول جوش اتصالات انتهایی

در اتصال دو قطعه‌ای که طبق شکل ۱۱–۱۴ روی‌هم می‌آیند، طول روی‌هم آمدگی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعه نازک‌تر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲/۵ سانتیمتر کمتر نشود.

$$L_d \geq max(5t_{min}, 2.5cm) \qquad ۴–۱۱$$



شکل ۱۱–۱۴ حداقل طول روی‌هم آمدگی دو قطعه

۱۱-۲-۷ سطح مقطع مؤثر جوش گوشه

سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود.

۱۱-۲-۸ جوش گوشه منقطع

اجرای جوش گوشه منقطع برای انتقال تنش‌های محاسبه شده، هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش پیوسته (سرتاسری) و با حداقل بعد جوش تأمین می‌شود، کمتر باشد. از این جوش‌ها در صورتی می‌توان استفاده کرد که ۱۱–۵ در آنها برقرار باشد.

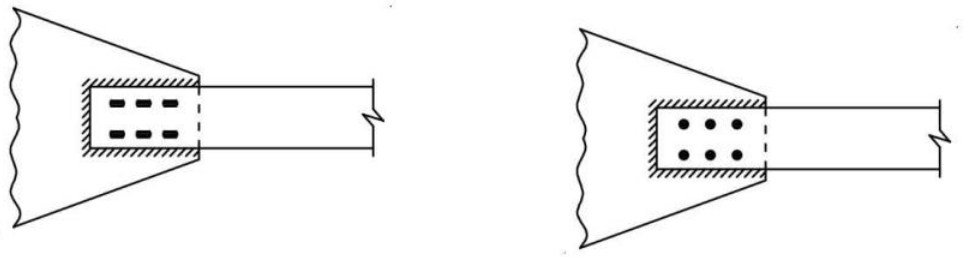
$$L_w \geq max(4a_w, 4cm) \qquad 11–5$$

فاصله آزاد بین قطعات جوش‌های منقطع نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود.

۱۱-۲-۹ جوش انگشتانه[۱] و جوش کام[۲]

از این جوش‌ها برای انتقال برش در اتصال عناصری که روی‌هم قرار گرفته‌اند و یا برای جلوگیری از کمانش در عناصر روی‌هم آمده در اعضای مرکب ساخته شده، استفاده می‌شود. این جوش‌ها عمدتاً در اتصال قطعاتی که دارای درز روی‌هم بوده و از نظر ابعاد محدودیت داشته باشند، کاربرد. مناسبی دارد. معمولاً این جوش‌ها مستقیماً و به‌تنهایی مورداستفاده قرار نمی‌گیرند و معمولاً برای کمک به جوش‌های دیگر به کار می‌روند. باربری این جوش، برشی است و استفاده از آنها به‌منظور جلوگیری از کمانش موضعی ورق‌های اتصال نیز مفید خواهد بود.

جوش کام، جوشی است که درون شیار اجرا شده و سطح مقطع آن را پر می‌کند و جوش انگشتانه، درون سوراخ دایره اجرا شده و مقطع آن را پر می‌کند. در شکل ۱۱–۱۵ نمونه‌ای از کاربرد جوش‌های انگشتانه و کام به همراه جوش گوشه نشان‌داده‌شده است.



الف ـ جوش انگشتانه همراه با جوش گوشه ب ـ جوش کام همراه با جوش گوشه

شکل ۱۱–۱۵ کاربرد جوش‌های انگشتانه و کام به همراه جوش گوشه

---

[۱] plug weld

[۲] slot weld

۱۱-۲-۱۰ ضخامت و سطح مقطع مؤثر در جوش انگشتانه و کام

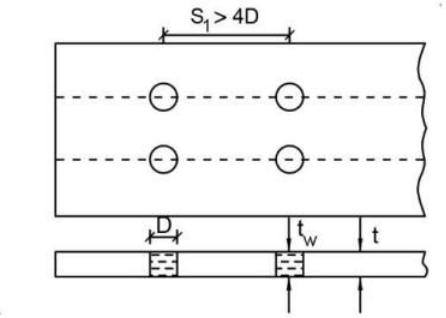
ضخامت جوش انگشتانه و کام در مصالحی که ضخامت آنها ۱۶ میلیمتر و یا کمتر است باید برابر با ضخامت مصالح باشد. در مصالحی که ضخامت آنها بیش از ۱۶ میلیمتر است، ضخامت جوش باید حداقل ½ ضخامت مصالح باشد و از ۱۶ میلیمتر نیز کمتر نشود. سطح مقطع مؤثر در برش برای جوش انگشتانه و کام برابر با سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحه برش به‌حساب می‌آید.

۱۱-۲-۱۱ قطر و فاصله سوراخ‌ها در جوش انگشتانه

در جوش انگشتانه قطر سوراخ نباید از ضخامت قطعه سوراخ شده به‌اضافه ۸ میلیمتر کمتر باشد. همچنین قطر یاد شده نباید از مقدار حداقل به‌اضافه ۳ میلیمتر و یا 2 ¼ برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ های جوش‌های انگشتانه ۴ برابر قطر سوراخ می‌باشد. در شکل ۱۱–۱۶ برخی ضوابط مربوط به جوش‌های انگشتانه نشان‌داده‌شده است.

$$t_w = \begin{cases} t\,;t \le 16mm \\ max\left(\frac{t}{2}, 16mm\right); t > 16mm \end{cases}$$

$$t + 8mm \le D \le min\begin{cases} t + 8 + 3mm \\ 2.25\,t_w \end{cases}$$



شکل ۱۱–۱۶ ضوابط مربوط به جوش‌های انگشتانه

۱۱-۲-۱۲ طول و عرض و فاصله شکاف‌های جوش کام

در جوش کام پهنای شکاف (D_w) نباید از ضخامت قطعه بریده شده (t_{pl}) به‌اضافه ۸ میلیمتر کمتر باشد. همچنین پهنای شکاف نباید از ۲/۲۵ برابر ضخامت جوش (t_w) بزرگ‌تر شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز دو شکاف مجاور در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهنای شکاف و حداقل فاصله مرکز به مرکز دو شکاف متوالی در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف می‌باشد که طول شکاف (L_w) نیز نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بیشتر شود. انتهای شکاف‌ها در جوش کام باید به‌صورت نیم دایره یا خطی مستقیم که در گوشه‌ها تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگ‌تر از ضخامت قطعه) می‌شود، باشد. در شکل ۱۱–۱۷ برخی ضوابط مربوط به جوش کام نشان‌داده‌شده است.

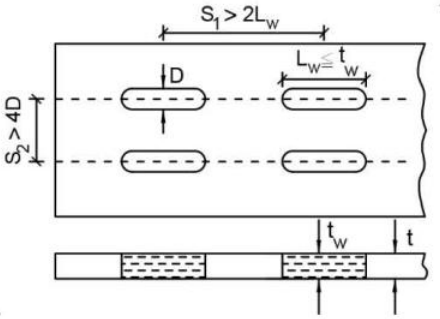
$$\begin{cases} t_w = t \leftarrow \{t_{pl} \le 16mm\} \\ t_w \ge max\left(\frac{t}{2}, 16mm\right) \leftarrow \{t_{pl} > 16mm\} \end{cases}$$

$$t_{pl} + 8mm \le D_w \le 2.25t_w$$

$$L_w \le 10t_w$$

$$S_2 \ge 4D_w$$

$$S_1 \ge 2L_w$$



شکل ۱۱–۱۷ ضوابط مربوط به جوش کام

۱۱-۲-۱۳ جوش سطحی[1]

جوش سطحی معمولاً شامل یک یا چند خط جوش است که بر روی سطحی سالم (ناشکسته) انجام می‌گیرد تا سطح فلز با مصالح جدید جایگزین گردد. از کاربردهای این جوش می‌توان به اصلاح سطوح ساییده شده یا یکنواخت نمودن محل برخورد سطوح فلزی با یکدیگر اشاره نمود.

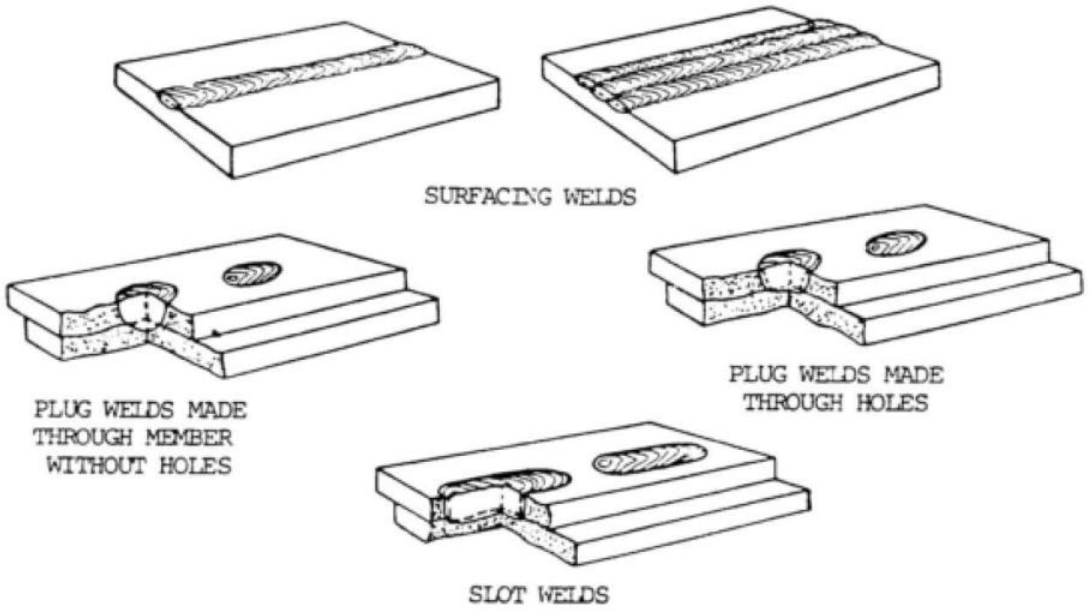


Figure 6-28. Surfacing, plug, and slot welds.

شکل ۱۱–۱۸ نمونه جوش سطحی، جوش انگشتانه و جوش کام

[1] surface weld

۱۱-۳ وضعیت‌های جوشکاری

برحسب وضعیت قطعه مورد جوش و الکترود نسبت به هم، چهار وضعیت جوشکاری وجود دارد:

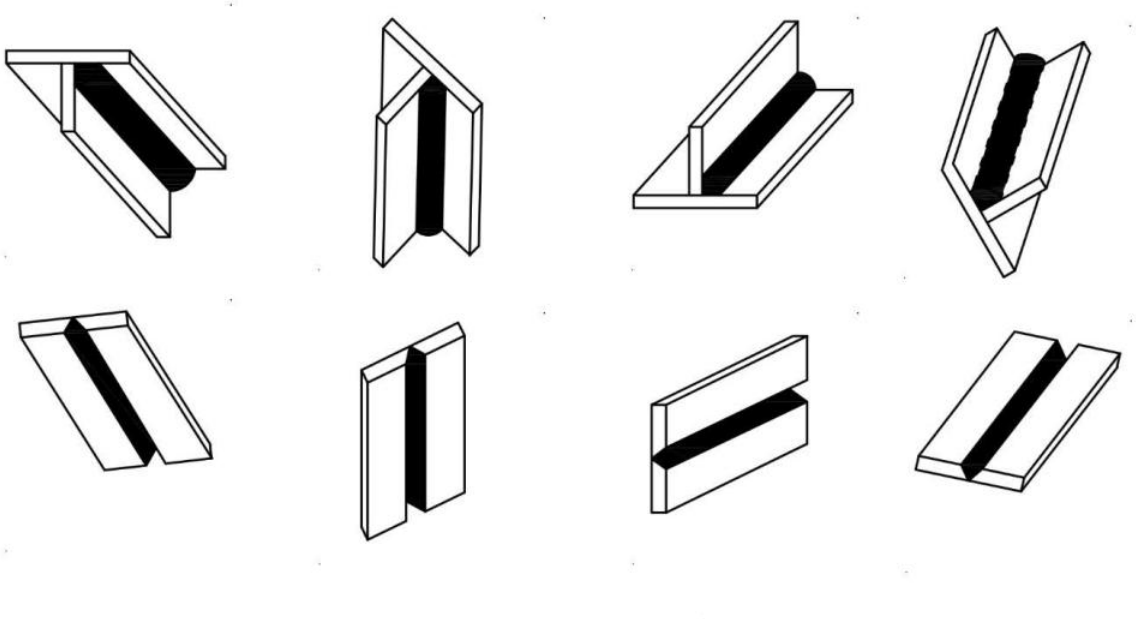
الف) وضعیت تخت یا کفی[۱]

ب) وضعیت افقی[۲]

ج) وضعیت قائم یا سربالا[۳]

د) وضعیت سقفی[۴]

در شکل ۱۱–۱۹ انواع وضعیت جوشکاری نشان‌داده‌شده است. جوشکاری در وضعیت تخت مناسبترین و راحت ترین وضعیت برای جوشکار است که درآن جوشکار نسبت به موضع جوش احاطه دارد. جوشکاری در وضعیت افقی و قائم به جوشکار ماهر نیاز دارد. انجام جوش در وضعیت بالاسری یا سقفی نیاز به مهارت زیاد داشته و به دلیل مشکلات اجرایی به جز موارد ضروری توصیه نمی‌شود.



الف ـ وضعیت تخت **ب ـ وضعیت افقی** **ج ـ وضعیت قائم** **د ـ وضعیت سقفی**

شکل ۱۱–۱۹ انواع وضعیت‌های جوشکاری در جوش‌های گوشه و شیاری

۱۱-۴ علائم جوشکاری

قبل از اینکه یک درز یا اتصال جوش شود، طراح باید قادر باشد به طریقی دستورات خود را در مورد اندازه و نوع جوش لازم به نقشه‌کش و یا سازنده اتصال ارائه نماید. اگر برای ساخت هر اتصال جدید به دستورالعمل‌های اختصاصی و مشروحی احتیاج باشد، کار

---

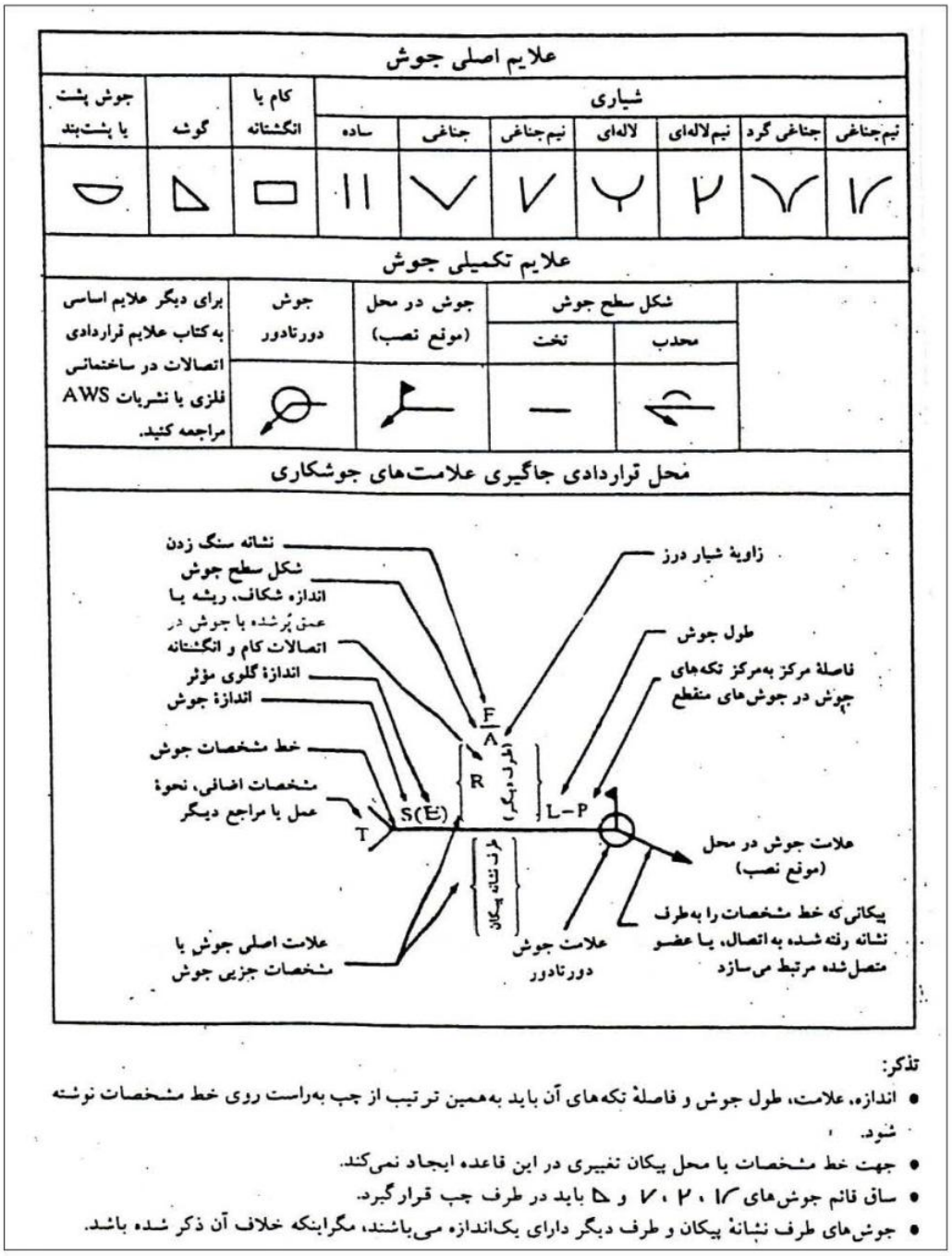
۱ flat welding position

۲ horizontal welding position

۳ vertical welding position

۴ overhead welding position

طراح در تهیه دستور ساخت یک اتصال، بسیار مشکل خواهد بود. نیاز به یک وسیله ساده و درعین‌حال دقیق برای برقراری تفاهم میان طراح، جوشکار و همچنین مهندس ناظر، به استفاده از علائم اختصاری که نمایشگر انواع جوش‌ها و اندازه آنهاست، رواج بخشیده است. در شکل ۱۱—۲۰ علائم اصلی جوش که در نقشه‌های محاسباتی ارائه می‌گردد نشان‌داده‌شده است.



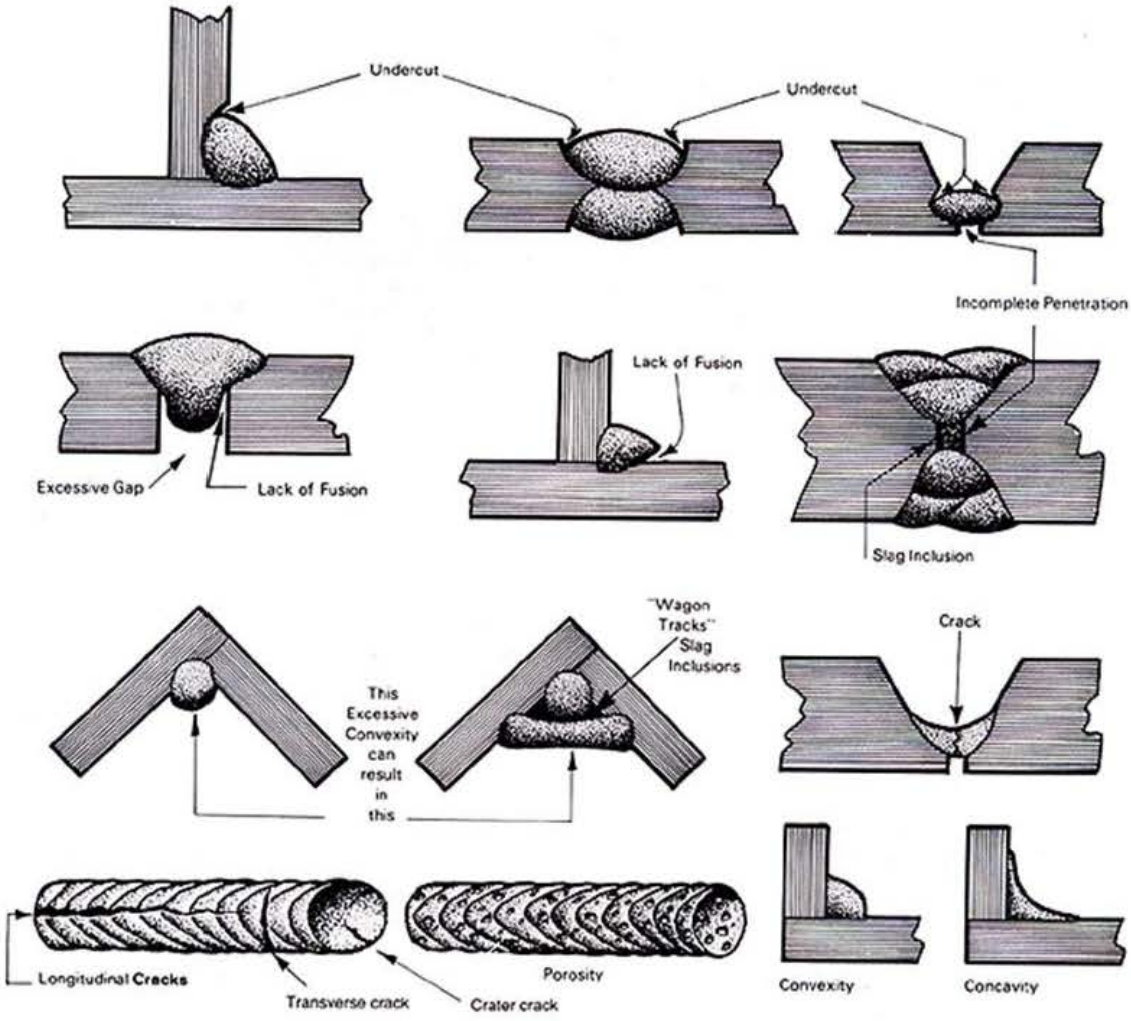
تذکر:

- اندازه، علامت، طول جوش و فاصلهٔ تکه‌های آن باید به‌همین ترتیب از چپ به‌راست روی خط مشخصات نوشته شود.
- جهت خط مشخصات با محل پیکان تغییری در این قاعده ایجاد نمی‌کند.
- ساق قائم جوش‌های ۱۷ ، ۲ ، ۷ و ۵ باید در طرف چپ قرار گیرد.
- جوش‌های طرف نشانهٔ پیکان و طرف دیگر دارای یک‌اندازه می‌باشند، مگراینکه خلاف آن ذکر شده باشد.

شکل ۱۱—۲۰ علائم اصلی جوشکاری

۱۱-۵ معایب و نواقص جوش

هر جوشکار باید با معایب اصلی جوشکاری که به گسیختگی اتصال جوش شده کمک می‌کند، آشنا باشد. این آشنایی به تولید جوش باکیفیت مقبول کمک کرده و مدت‌زمان بازرسی جوش را کاهش می‌دهد. عیوب اساسی در یک عملیات جوشکاری می‌توانند در اثر عوامل مختلف در طرح اتصال، نامناسب بودن جنس مواد مصرفی، پارامترهای جوشکاری نظیر ولتاژ و آمپر دستگاه جوش، عدم مهارت جوشکار در نحوه عملیات جوش و ... باشد. معایب جوش که نمونه‌هایی از آنها در شکل ۱۱–۲۱ دیده می‌شود عبارت‌اند از:



شکل ۱۱–۲۱ برخی معایب جوش

۱۱-۵-۱ نفوذ ناقص

این عبارت جهت توصیف امتزاج ناقص فلز پرکننده و فلز پایه با یکدیگر در ریشه اتصال به کار می‌رود. پدیده پل زدن در جوش‌های شیاری زمانی اتفاق می‌افتد که فلز جوش و فلز پایه در ریشه اتصال کاملاً با یکدیگر ممزوج نشده‌اند. عمق نفوذ اتصال متأثر از عواملی

چند از جمله حرارت داده شده به موضع جوش است. سرعت پیشرفت جوشکاری الکترود، نوع پوشش الکترود یا پودر جوش، نوع گاز محافظ، زاویه الکترود با سطح کار و وضعیت نامناسب سطح لبه‌ها می‌تواند سبب نفوذ ناقص گردد.

۱۱-۵-۲ اختلاط ناقص

این پدیده، نقص در اختلاط لایه‌های مختلف فلز جوش یا لایه‌های فلز جوش و فلز پایه در حین جوشکاری می‌باشد. این پدیده اغلب به نام سر رفتگی یا لوچه نامیده می‌شود. اختلاط ناقص به دلیل پاک نبودن فلز مبنا، استفاده از شدت جریان نامناسب، سرعت نامناسب جوشکاری و نوع یا اندازه نامناسب الکترود رخ می‌دهد.

۱۱-۵-۳ تخلخل جوش

خلل و فرج‌های جوش همراه با ایجاد حفره دارای انواع و دلایل گوناگون است. این پدیده متفاوت از حبس سرباره می‌باشد، چراکه در پدیده تخلخل، فضاهای ایجاد شده حاوی هوا و در اختلاط سرباره، حاوی ناخالصی جامد سرباره می‌باشد. این حفره‌های گازی تحت شرایط زیر شکل می‌گیرند:

الف) در هنگام سرد شدن فلز جوش، گاز آزاد می‌شود که این به‌خاطر کاهش قابلیت انحلال آن با افت درجه حرارت می‌باشد.

ب) گازهایی که توسط واکنش‌های شیمیایی در جوش تشکیل می‌شود.

از بروز تخلخل باتوجه‌به موارد زیر می‌توان به‌خوبی جلوگیری کرد:

الف) خشک‌کردن الکترود قبل از مصرف

ب) استفاده از شدت جریان زیاد در جوشکاری

ج) استفاده از قوس بلند

۱۱-۵-۴ حبس سرباره

حبس سرباره، حفره‌های طولی یا کروی هستند که با اکسیدهای فلزی و یا دیگر ترکیبات جامد سرباره پر شده‌اند. پرشدن حفرات با این ناخالصی‌ها، موجب ایجاد تخلخل در جوش خواهد شد. در جوشکاری قوس الکتریکی، این ناخالصی‌ها عموماً ناشی از ترکیبات روکش الکترود و یا گدازآورها می‌باشند. در جوشکاری دارای چند پاس، عدم دقت کافی در پاک‌کردن سرباره حاصل از جوشکاری لایه قبل، موجب شکل‌گیری عیب حبس سرباره خواهد شد. جوش‌های سربالا نیز عمدتاً مستعد چنین عیبی هستند.

این پدیده می‌تواند با اعمال موارد زیر جلوگیری شود:

الف) آماده‌سازی صحیح شیار و جوش در حین جوشکاری قبل از اینکه هر خط جوش رسوب نماید.

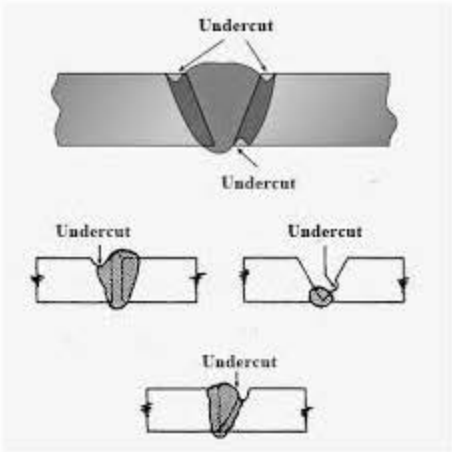
ب) پاک‌کردن کامل سرباره

ج) اطمینان از ور آمدن سرباره از سطح نوار جوشکاری

د) اجتناب از حالت‌هایی که نفوذ کامل توسط قوس الکتریکی به‌دشواری صورت می‌گیرد.

۱۱-۵-۵ بریدگی کناره جوش (Undercut)

در انجام اتصالات جوشی با روش‌های ذوبی به‌ویژه با قوس الکتریکی، فلز اصلی در سرتاسر درز در مسیر اتصال، ذوب شده که همراه با ذوب شدن الکترود یا فلز پرکننده و انتقال قطرات مذاب از آن به‌طرف حوضچه جوش، شکاف پر می‌شود. برای بالا بردن مقاومت، اغلب سطح فلز رسوب داده شده کمی بالاتر از سطح قطعه کار می‌باشد. پر نشدن کامل لبه محل اتصال، بریدگی یا شکافی را به وجود می‌آورد که موجب تمرکز تنش و شروع ترک اتصال از آن محل می‌شود.



شکل ۱۱–۲۲ بریدگی کنار جوش

۱۱-۵-۶ ترک در جوش

ترک، گسیختگی طولانی تحت اثر تنش می‌باشد. هنگامی که بزرگ باشد به‌آسانی دیده می‌شود امّا اغلب به‌صورت شکاف باریک است. ترک ممکن است در فلز جوش و یا در ناحیه تفتیده از فلز پایه اتفاق بیفتد. ترک‌های عمومی در فلز جوش و فلز پایه در شکل ۱۱–۲۳ نشان‌داده‌شده‌اند. ترک‌خوردگی فلزات به سه دسته اصلی تقسیم می‌شوند:

۱۱-۵-۶-۱ ترک‌خوردگی گرم

در درجه حرارت زیاد در خلال سرد شدن ناگهانی جوش، پس از آنکه فلز جوش رسوب‌کرده و شروع به انجماد نماید، این ترک‌خوردگی اتفاق می‌افتد. اکثر ترک‌های جوشکاری، ترک‌خوردگی گرم هستند.

۱۱-۵-۶-۲ ترک‌خوردگی سرد

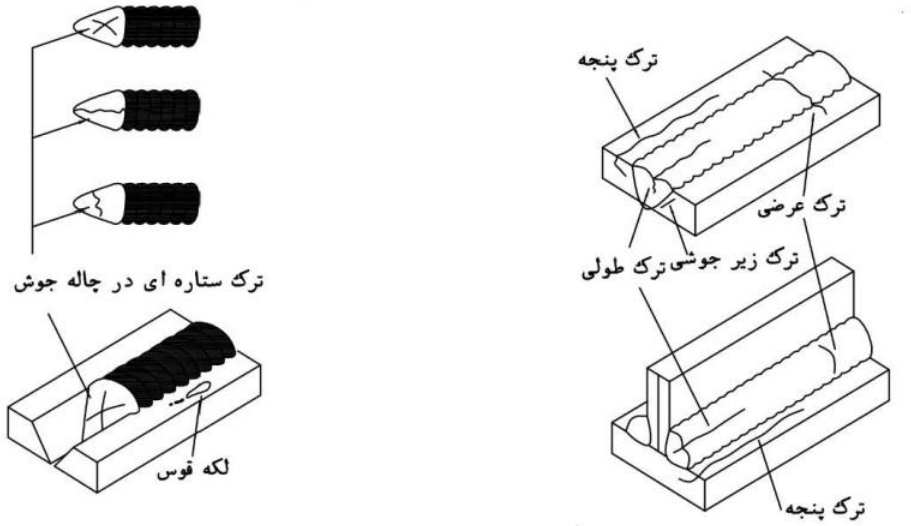
ترک‌خوردگی سرد به ترک‌هایی اطلاق می‌شود که در دمای معمولی اتاق یا درجه حرارتی نزدیک به آن اتفاق می‌افتند. این ترک‌ها ممکن است ساعت‌ها و یا روزها پس از سرد شدن جوش حادث شوند. وقوع ترک‌خوردگی سرد در فولاد در مقایسه با سایر فلزات بیشتر است.

۱۱-۵-۶-۳ ترک‌های مویی

ترک‌های مویی ممکن است از نوع ترک‌های گرم یا سرد باشند. این ترک‌ها به‌قدری ریز هستند که با چشم غیرمسلح قابل دیدن نمی‌باشند و معمولاً عمر مفید سازه‌های معمولی را کاهش نمی‌دهند.

لکه قوس، لکه‌ای است که از برخورد تصادفی الکترود با سطح کار به وجود می‌آید و حالتی آبله گونه روی سطح کار ایجاد می‌کند و ممکن است ترک‌های ریزی را روی سطح کار به وجود آورد.

سایر معایب و نواقص جوش عبارت‌اند از: گود افتادگی جوش، سوختن جوش، ترشح یا جرقه، سر رفتن جوش و ... .



شکل ۱۱–۲۳ ترک‌های عمومی در فلز جوش و فلز پایه

۱۱-۶ آزمایش‌های جوش

آزمایش‌های جوش به دودسته غیرمخرب و مخرب به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

۱۱-۶-۱ آزمایش‌های غیرمخرب

آزمایش‌های غیرمخرب آزمایش‌هایی هستند که قطعه مورد آزمایش مورد تخریب قرار نگرفته و قابل‌استفاده می‌باشد. آزمایش‌های غیرمخرب جوش دارای انواع زیر است.

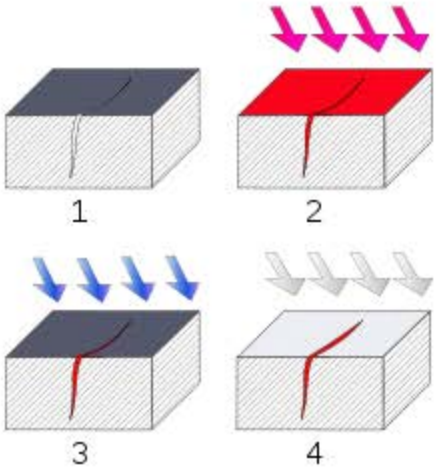
۱۱-۶-۱-۱ بازرسی چشمی (VI)

بازرسی چشمی یعنی استفاده فرد بازرس از چشمان خود برای یافتن عیوب سطحی، به‌منظور بازرسی بهتر و دقیق‌تر قطعات تست می‌توان از ذره‌بین، آینه، بورسکوپ و گیج‌های مختلف بهره جست. در این روش سطح رویی جوش به‌وسیله چکش و برس فلزی تمیز می‌شود، این سطح باید یکنواخت و به‌صورت پیوسته زنجیره‌ای شکل و عاری از حباب و تخلخل، حفره، ترک، گود افتادگی، جابه‌جایی قطعات و ... باشد.

۱۱-۶-۱-۲ تست مایعات نافذ (PT)

در این روش ابتدا سطح مورد بازرسی باید از لکه‌های روغن، گریس و مواد ناخالص و خارجی تمیز شود. سپس ماده نافذ قرمز رنگی روی سطح پاشیده می‌شود که در داخل ترک‌ها و سایر ناهمواری‌ها نفوذ می‌کند. رنگ اضافی ازروی سطح پاک شده و سپس یک مایع فوق‌العاده فرار حاوی ذرات ریز سفیدرنگ بر روی سطح پاشیده می‌شود. این ماده به نام ماده ظاهر کننده خوانده می‌شود. تبخیر مایع فرار باعث برجای ماندن گرد خشک سفیدرنگ بر روی ماده قرمز نفوذ کرده در ترک‌ها می‌گردد و بر اثر عمل مویینگی، ماده قرمز از ترک بیرون کشیده شده و پودر سفید کاملاً قرمز می‌شود. به همین جهت ترک‌های سطحی به این روش با وضوح قابل‌شناسایی است. ابزار تست و نحوه انجام کار در شکل ۱۱–۲۴ مشاهده می‌شود.

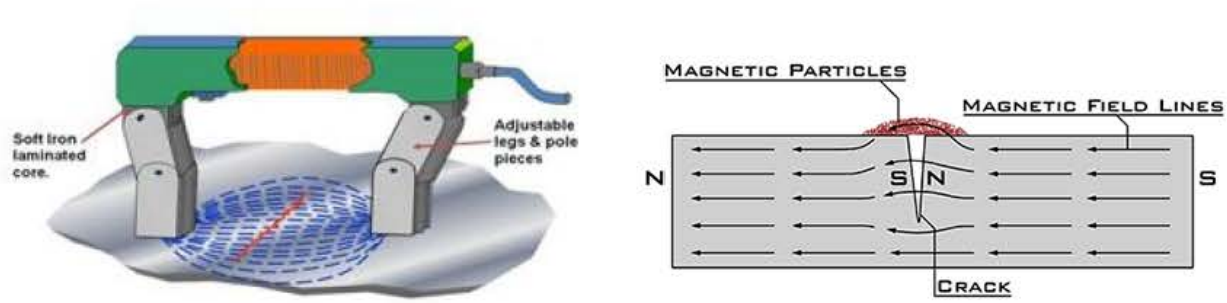




شکل ۱۱–۲۴ تست مایعات نافذ (PT)

۱۱-۶-۱-۳ تست ذرات مغناطیسی (MT)

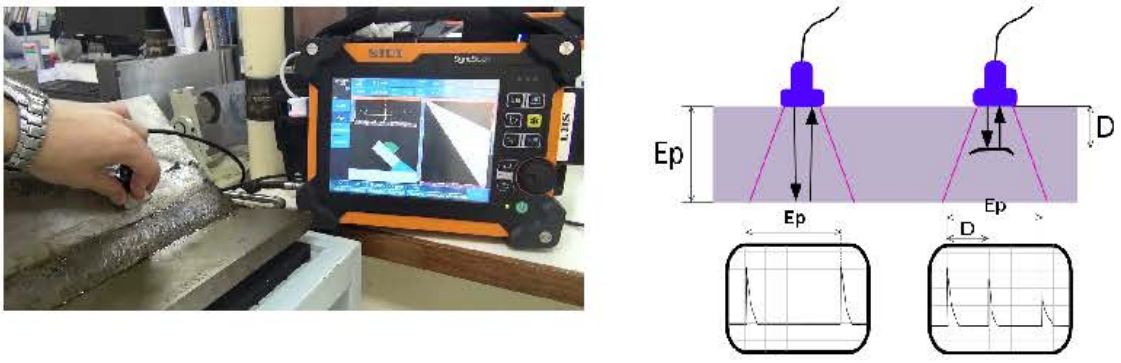
در این روش قطعه مورد آزمایش با استفاده از جریان الکتریکی جهت ایجاد میدان مغناطیسی در داخل مصالح، مغناطیسی می‌گردد. سطح مغناطیسی شده قطعه، با لایه نازکی از یک گرد مغناطیسی نظیر اکسید آهن قرمز پوشیده می‌شود. این لایه در صورت عدم وجود عیب در جوش یا فلز پایه می‌تواند ازروی سطح برداشته شود ولی در صورت وجود یک عیب سطحی یا ناپیوستگی سطحی، گرد موردنظر در داخل حفره یا ترک مربوطه فرومی‌رود و شکل میدان مغناطیسی را برهم می‌زند. ابزار تست و نحوه انجام کار در شکل ۱۱–۲۵ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱–۲۵ تست ذرات مغناطیسی (MT)

۱۱-۶-۱-۴ تست اولتراسونیک (UT)

آزمایش اولتراسونیک یا فرا صوتی از آزمایش‌های نسبتا پیشرفته در رده آزمایش‌های غیرمخرب است. این روش بسیار سریع بوده و قادر به تشخیص معایب داخلی بدون نیاز به تخریب قطعه جوش شده می‌باشد. در این روش امواج از یک فرستنده با فرکانس بالا منتشر می‌شوند. این امواج فرا صوتی از داخل قطعه مورد آزمایش عبور داده می‌شوند و با هر گونه تغییر در تراکم داخلی قطعه منعکس می‌شوند. امواج منعکس شده توسط گیرنده جذب شده و پس از تقویت روی صفحه نمایشگر به‌صورت منحنی‌های ضربانی ظاهر می‌گردند. دو نوع ضربان بر روی صفحه نمایش ظاهر می‌شود. ضربان اول، انعکاس صدا از سطح رویی جسم و ضربان دوم انعکاس موج از سطح مقابل است. فاصله بین این دو ضربان با دقت کالیبره می‌شود. هنگامی که یک عیب یا ترک داخلی توسط واحد جستجو پیدا شود، ضربان سومی بین ضربان اول و دوم برروی صفحه نمایش مطابق شکل ۱۱–۲۶ ثبت می‌شود. بنابراین مشخص می‌شود که محل این عیب بین سطوح بالا و پائین مصالح می‌باشد و می‌توان محل دقیق قرارگیری آن را تعیین کرد.

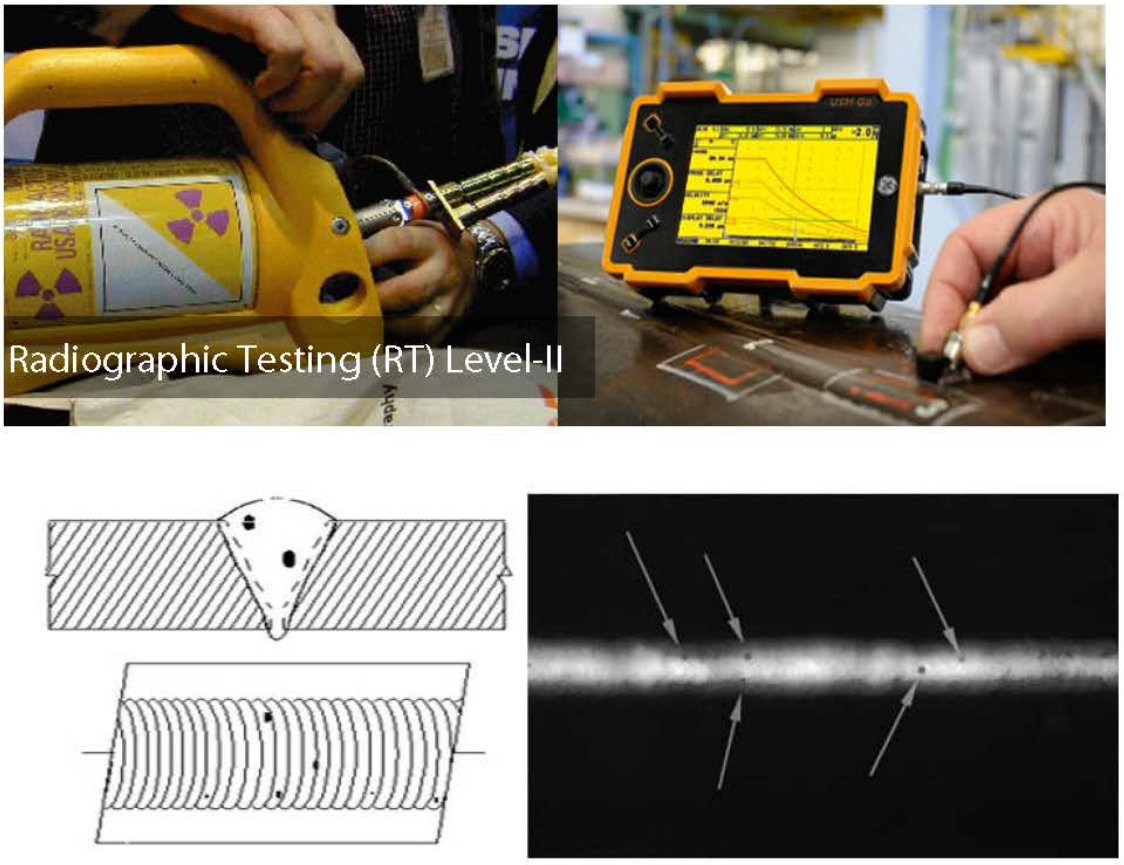


شکل ۱۱–۲۶ تست اولتراسونیک (UT)

۱۱-۶-۱-۵ تست پرتونگاری (RT)

آزمایش پرتونگاری یکی از آزمایش‌های غیرمخرب است که نوع و محل عیوب داخلی و بسیار ریز جوش را نشان می‌دهد. در این روش دو نوع پرتو X یا گاما مورداستفاده قرار می‌گیرد. در این روش یک عکس از وضعیت داخلی فلز جوش گرفته می‌شود. در حین عکس‌برداری فیلم در یک طرف و منبع پرتوزا در سمت دیگر قطعه قرار می‌گیرد. پرتو رادیویی در ضخامت فلز نفوذ کرده و پس از عبور

از این ضخامت لکه‌ای بر روی صفحه فیلم ایجاد می‌کند. میزان جذب پرتوهای رادیویی توسط مواد مختلف متفاوت است. حبس سرباره، حفره گازی، ترک‌ها، بریدگی‌های کناره جوش و قسمت‌های نفوذ ناقص جوش، تراکم کمتری نسبت به فولاد سالم دارند؛ بنابراین در حوالی این قسمت‌ها پرتو بیشتری به سطح فیلم می‌رسد و عیوب فلز جوش، به‌صورت لکه‌های تاریکی بر روی فیلم ثبت می‌شوند. این شیوه پرتونگاری حضور معایب مختلف در فلز جوش و فلز پایه را مسجل کرده و اندازه و شکل و محل آنها را ثبت می‌کند. ابزار تست و نحوه انجام کار در شکل ۱۱–۲۷ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱–۲۷ تست پرتونگاری (RT)

۱۱–۶–۲ آزمایش‌های مخرب

در این روش نمونه‌هایی از جوش، خارج از موضع اصلی اتصال ساخته شده و مورد آزمایش‌های مکانیکی موردنظر قرار می‌گیرند. این روش به علت ضرورت تخریب جوش و نمونه که منجر به آسیب‌رسانی عضو می‌شود باید در شرایط خاص و استثنایی انجام پذیرد.

۱۱–۶–۳ ضریب بازرسی جوش (β)

در محاسبات جوش، مقدار ضریب بازرسی جوش در حالت‌های مختلف مطابق جدول ۱۱–۵ تعیین می‌گردد.

جدول ۱۱–۵ ضریب بازرسی جوش (β)

شرایط بازرسی جوش	محل انجام جوش	ضریب بازرسی جوش (β)
آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک		β=1
بازرسی چشمی توسط بازرس ذی‌صلاح جوش	کارخانه (یا شرایط مشابه)	β=0.85
بازرسی چشمی توسط بازرس ذی‌صلاح جوش	در محل	β=0.75

۱۱-۷ مقاومت جوش (R_n)

چون نقش جوش انتقال نیرو از یک قطعه به قطعه دیگر است، بنابراین ابعاد آن باید متناسب با مقدار بار طرح شود و از الکترود مناسب استفاده گردد.

توجه:

جوش گوشه در هر امتدادی که قرار گرفته باشد صرفاً به‌منظور انتقال تنش برشی در سطح مؤثر خود طراحی می‌شود.

جوش نفوذی دقیقاً همان تنشی را منتقل می‌کند که در قطعات مورد اتصال وجود دارد.

مقاومت طراحی جوش (ϕR_n) و مقاومت اسمی جوش (R_n) مطابق رابطه ۱۱–۷ برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و گسیختگی برشی برای مصالح فلز پایه (R_{nBM}) و حالت حدی گسیختگی برای فلز جوش (R_{nw}) در نظر گرفته می‌شود. در مراحل طراحی، لازم است مطابق رابطه ۱۱–۶ بار اعمال شده ضریبدار (R_u) از مقاومت طراحی جوش بیشتر نباشد. لازم به ذکر است همه این مقادیر از جنس نیرو هستند.

$$R_u \le \phi R_n \qquad (۱۱–۶)$$

$$R_n = min\begin{cases} R_{n_{BM}} = F_{n_{BM}} A_{BM} \\ R_{n_w} = \beta F_{n_w} A_{w_e} \end{cases} \qquad (۱۱–۷)$$

ϕ ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۱۱–۶

R_u بار وارده ضریبدار

ϕR_n مقاومت طراحی جوش

R_n مقاومت اسمی جوش

R_{nBM} مقاومت حدی گسیختگی فلز پایه

R_{nw} مقاومت حدی گسیختگی فلز جوش

$F_{n_{BM}}$ تنش اسمی فلز پایه مقاومت طبق جدول ۱۱–۶

F_{n_w} تنش اسمی فلز جوش مقاومت طبق جدول ۱۱–۶

A_{BM} سطح مقطع فلز پایه

$A_{we} = L_w \times t_e$ سطح مقطع مؤثر جوش برابر A_{we}

$\beta = (0.75\ or\ 0.85\ or\ 1.0)$ ضریب بازرسی جوش β

چنانچه در رابطه ۱۱–۷ مقاومت نهایی یک سانتیمتر طول جوش مدنظر باشد، $L_w = 1$ لحاظ شده و مطابق رابطه ۱۱–۸ «ارزش جوش» با واحد نیرو بر طول مانند $\frac{Kgf}{cm}$ محاسبه می‌گردد که در این فصل با نماد R^*_{nw} نشان‌داده‌شده است. معمولاً در مسائلی که ضخامت جوش مجهول است از این روش استفاده می‌گردد. بدیهی است از حاصل‌ضرب ارزش نهایی جوش در طول مؤثر جوش، نیروی جوش بدست می‌آید.

$$R_{nw} = \beta F_{n_w} l_w t_e \rightarrow R^*_{nw} = \frac{\beta F_{n_w} l_w t_e}{l_w} = \beta F_{n_w} t_e \qquad ۱۱–۸$$

جهت محاسبه تنش برشی ایجاد شده در واحد طول جوش و مقایسه آن با مقاومت برشی در واحد طول جوش (ارزش جوش) با ضریب کاهش مقاومت، می‌توان از رابطه ۱۱–۹ استفاده نمود. چنانچه اشاره می‌شود، مسائل طراحی جوش با فرض ضخامت جوش واحد محاسبه می‌گردند. چنانچه ضخامت جوش را واحد فرض کنیم نماد f^1_r مطابق رابطه ۱۱–۱۰ بدست می‌آید.

$$f^*_r = \frac{R_u}{t_e} \leq \phi R^*_{nw} = \phi\beta F_{nw} t_e \qquad ۱۱–۹$$

$$t_e = 1^{cm} \rightarrow f^1_r = f^{*(t_e=1)}_r = \frac{f_r}{1^{cm}} \leq \phi\beta F_{nw} \qquad ۱۱–۱۰$$

****

f_r تنش محاسبه شده در جوش تحت بارگذاری، با واحد فشار مانند $\frac{Kgf}{cm^2}$

f^*_r نیروی واحد طول جوش تحت بارگذاری، با واحد نیرو بر طول مانند $\frac{Kgf}{cm}$

f^1_r نیروی واحد طول جوش با فرض ضخامت واحد تحت بارگذاری، با واحد نیرو بر طول مانند $\frac{Kgf}{cm}$

لازم به ذکر است دو نماد f_r و f^1_r دارای دو دیمانسیون متفاوت بوده ولی معمولاً در مسائل، دارای مقادیر یکسانی هستند. توضیحات بیشتر در حل مثالها ارائه شده است. پارامترهای تعیین‌کننده تنش اسمی جوش و ضریب کاهش، در جدول ۱۱–۶ مشاهده می‌شوند.

جدول ۱۱–۶ پارامترهای تعیین مقاومت جوش (بدون اصلاحات مبحث دهم××)

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ کامل و لبه آماده شده	کششی عمود بر مقطع مؤثر	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳	مطابق فصل ۱۰-۲-۳
	فشاری عمود بر مقطع مؤثر، کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
	برشی، در مقطع مؤثر	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
جوش شیاری با نفوذ نسبی	فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر فشاری، موازی با محور جوش کششی، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
	کششی در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	۰/۷۵	$F_{nBM}=F_u$
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۸	$F_{nw}=۰/۶F_u$
	برشی، در مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل (۱۰-۲-۶)	
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=۰/۶F_u$
جوش گوشه	برشی، در مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=۰/۶F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴	مطابق فصل ۱۰-۲-۳ یا ۱۰-۲-۴
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	بر اساس فلز پایه	مطابق فصل ۱۰-۲-۶	مطابق فصل ۱۰-۲-۶
		بر اساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰/۷۵	$F_{nw}=۰/۶F_{ue}$

F_y = تنش تسلیم فلز پایه F_{ue} = تنش نهایی فلز جوش(الکترود مصرفی)

جدول ۱۱–۷ مقاومت جوش (خلاصه شده)

نوع جوش	نوع تنش	ضریب کاهش مقاومت	تنش اسمی (F_{nw} یا F_{nBm})
جوش شیاری با نفوذ کامل	کششی یا فشاری	متناسب با فلز پایه	متناسب با فلز پایه
جوش گوشه	برشی	۰/۷۵	۰/۶× مقاومت نهایی کششی فلز جوش ($۰/۶F_{ue}$)
جوش کام و انگشتانه	برشی	۰/۷۵	۰/۶× مقاومت نهایی کششی فلز جوش ($۰/۶F_{ue}$)

انتخاب الکترود مصرفی بر حسب ضخامت فلز پایه و جهت سازگاری با آن، مطابق با مقادیر جدول ۱۱–۸ انجام می‌شود.

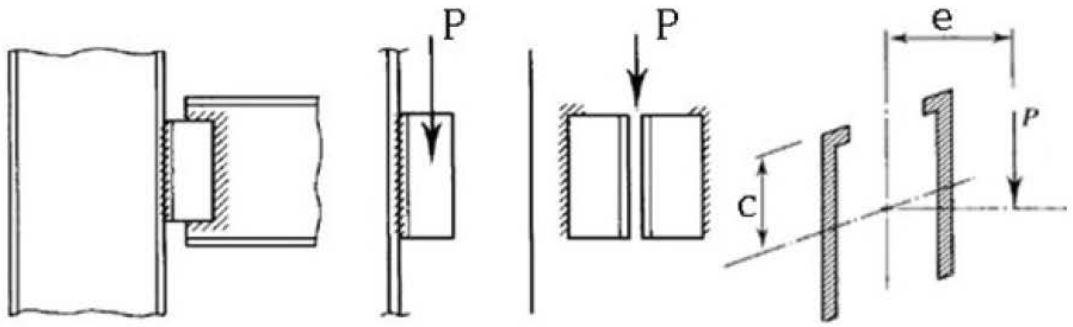
جدول ۱۱–۸ سازگاری تنش تسلیم و تنش نهایی الکترود جوش

تنش تسلیم مصالح فلز پایه (F_y)	مقاومت نهایی کششی فلز الکترود (F_{ue})	نوع الکترود سازگار
تا ۳۰۰ MPa ,$t \leq ۱۵mm$	۴۲۰ MPa	E۶۰ یا معادل آن
	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
تا ۳۰۰ MPa ,$t > ۱۵mm$	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۰۰ MPa تا ۳۸۰ MPa	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۸۰ MPa تا ۴۶۰ MPa	۵۶۰ MPa	E۸۰ یا معادل آن

t = ضخامت فلز پایه

در مسائل کنترل جوش که ضخامت جوش مشخص است، محاسبه نیروی مقاومت جوش میسر است. از طرف دیگر در مسائل طراحی جوش، ازآنجاکه مقاومت جوش گوشه به مساحت آن بستگی دارد، جهت سادگی محاسبات، معمولاً ضخامت جوش برابر واحد فرض می‌شود و در انتهای محاسبات، این تأثیر مدنظر قرار می‌گیرد. توضیحات بیشتر در حل مثال‌های این فصل ارائه شده است.

به‌عنوان مثالی دیگر، شکل ۱۱–۲۸ مدنظر است.



شکل ۱۱–۲۸ بارگذاری برشی و خمشی

در این اتصال نیز بارگذاری P همراه با خروج از مرکزیت، معادل بارگذاری بدون خروج از مرکزیت به همراه لنگری است لنگر در جوش ایجاد خمش می‌نماید. بدین معنا که بخشی از مقطع جوش در فشار و بخشی در کشش قرار خواهد گرفت. تنش برشی ناشی از بار P برابر $f_v^{(P)} = \frac{P}{L}$ است (ضخامت جوش واحد فرض شده است).

تنش کششی و فشاری ناشی از لنگر $M = P.e$ در هر نقطه از جوش، با استفاده از فرمول خمش $f_t^{(M)} = \frac{M.C}{I}$ قابل محاسبه است (I لنگر اینرسی مقطع جوش است) که این تنش در راستای عمود بر صفحه می‌باشد. نهایتا تنش برشی حاصل از رابطه ۱۱–۱۱ بدست می‌آید.

$$f = \sqrt{f_v^2 + f_t^2} \qquad ۱۱–۱۱$$

توجه: روش اندیس‌گذاری در این متن:

ازآنجاکه تعداد پارامترهای داده مسئله، متغیرهای محاسباتی در روند حل مسئله و خواسته‌های مسئله، در فصول مختلف دارای تنوع است، سعی بر آن بوده است که نمادها از چنین روندی پیروی کنند:

- به‌عنوان یک قاعده کلی سعی شده تاحدامکان نمادهای معرفی شده در مبحث دهم، بدون تغییر بماند.
- برای نمایش تنش‌های ناشی از بارگذاری بحرانی از حروف کوچک مانند f و برای نمایش تنش ظرفیت باربری از حروف بزرگ مانند F استفاده گردیده است.
- برای نمایش تنش ناشی از بارهای ضربیدار از اندیس زیرنویس u استفاده می‌شود (مانند f_u برای تنش ناشی از بارهای ضربیدار). بدیهی است علائمی مانند F_u برای تنش نهایی فولاد دارای کاربرد جداگانه هستند.
- برای نمایش مولفه‌های در راستای محورهای x, y از اندیس زیرنویس استفاده می‌شود مانند f_x و f_y. بدیهی است علائمی مانند f_y برای تنش جاری شدن فولاد دارای کاربرد جداگانه هستند.
- برای نمایش نیروها و تنش‌های برشی از اندیس زیرنویس v استفاده می‌شود مانند f_v.
- برای نمایش نیروها و تنش‌های کششی از اندیس زیرنویس t استفاده می‌شود مانند f_t.
- برای نمایش نیروها و تنش‌های پیچ و جوش ناشی از بار محوری P اندیس بالانویس (P) استفاده می‌شود مانند $f_v^{(P)}$ برای تنش برشی پیچ و جوش ناشی از بار فشاری P.
- برای نمایش نیروها و تنش‌های پیچ و جوش ناشی از بار خمشی M اندیس بالانویس (M) استفاده می‌شود مانند $f_v^{(M)}$ برای تنش برشی پیچ و جوش ناشی از بار خمشی M و $f_t^{(M)}$ برای تنش کششی یا فشاری پیچ و جوش ناشی از بار خمشی M.
- برای نمایش نیروها و تنش‌های پیچ و جوش ناشی از بار پیچشی T اندیس بالانویس (T) استفاده می‌شود مانند $f_v^{(T)}$ برای تنش برشی پیچ و جوش ناشی از بار پیچشی T.
- در صورت نیاز به تاکید بیشتر از ترکیب اندیس‌های فوق استفاده می‌گردد مانند $f_{uv}^{(M)}$ برای تنش برشی پیچ و جوش ناشی از بار خمشی ضربیدار M یا $f_{vx}^{(M)}$ برای تنش برشی پیچ و جوش ناشی از بار خمشی M در راستای x.

مثال ۱۱-۲

ارزش جوش برای جوش گوشه تحت اثر برش با الکترود $E60$ $\left(F_{u_e} = 4200\frac{Kg}{cm^2}\right)$ همراه با بازرسی چشمی و جوشکاری در کارگاه را محاسبه نمایید.

حل:

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱–۵

$\beta = 0.75$

برای جوش گوشه تحت اثر برش باتوجه‌به رابطه ۱۱–۱۰

$$\phi = 0.75$$

$$F_{n_w} = 0.6F_{u_e} = 0.6 * 4200\frac{Kgf}{cm^2} = 2520\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$t_e = 0.707a_w$$

در نتیجه:

$$\phi R_{nw}^* = \phi\beta F_{nw}t_e = \phi\beta \times 0.6F_{ue} \times 0.707a_w = 0.75 * 0.75 * 2520 * 0.707a_w \cong 1000a_w\frac{Kgf}{cm}$$

مثال ۱۱–۳

برای جوش گوشه با الکترود E6013 که در کارخانه انجام شده است، تنش اسمی مقاوم برشی را محاسبه نمایید.

حل:

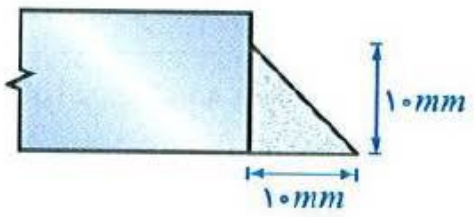
$$E6013 \rightarrow F_{ue} = 4200\frac{Kgf}{cm^2}$$

باتوجه‌به رابطه ۱۱–۱۰

$$F_{nw} = \beta \times 0.6F_{ue} = 0.85 \times 0.6 \times 4200 = 2142\ \frac{kg}{cm^2}$$

مثال ۱۱–۴

باتوجه‌به شکل ۱۱–۲۹ مطلوبست مقاومت اسمی جوش گوشه به طول ۲۰ سانتیمتر. جوشکاری در محل بوده و جوش توسط بازرس جوش، بازرسی چشمی می‌شود. الکترود مصرفی از نوع E70 می‌باشد.



شکل ۱۱–۲۹ نمایش اتصال جوش گوشه مثال

حل:

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱–۵

$$\beta = 0.75$$

باتوجه‌به نوع الکترود

$$E70 \rightarrow F_{u_e} = 490\ MPa \cong 4900\frac{Kgf}{cm^2}$$

باتوجه‌به ۱۱–۱۰ برای جوش گوشه تحت اثر برش در مقطع مؤثر

$$F_{nw} = 0.6\, F_{ue}$$
$$A_{we} = t_e\, l_w = 0.707\, a_w l_w = 0.707 * 1^{cm} * 20^{cm} = 14.14\, cm^2$$

در نتیجه:

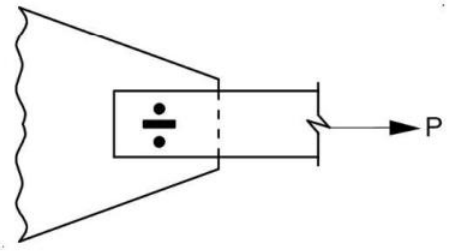
$$R_{nw} = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 * 0.6 F_{ue} * 0.707 a_w l_w$$
$$R_{nw} = 0.75 * \left(0.6 * 4900 \frac{Kgf}{cm^2}\right) * \left(14.14^{cm^2}\right) = 31'178\, Kgf \cong 31.2\, tonf$$

توجه: خواسته مسئله مقاومت اسمی جوش یعنی R_{nw} است. چنانچه مقاومت طراحی جوش مطلوب باشد، باید ضریب کاهش اعمال گردد.

$$\phi R_{nw} = 0.75 * 31'178\, Kgf = 23'384\, Kgf \cong 23.4\, tonf$$

مثال ۱۱–۵

در اتصال شکل ۱۱–۳۰ درصورتی‌که از الکترود E60 استفاده شده باشد و بازرسی به‌صورت چشمی و در کارخانه انجام شود، نیروی طراحی جوش را محاسبه کنید (قطر انگشتانه 20mm، طول کام 70mm، عرض کام 15mm است).



شکل ۱۱–۳۰ نمایش اتصال جوش مثال

حل:

سطح جوش مساوی مساحت کام + دوبرابر مساحت هر انگشتانه می‌باشد.

$$A_{w1} = 7^{cm} * 1.5^{cm} = 10.5^{cm^2}$$
$$A_{w2} = 2 * \frac{\pi * 2^2}{4} = 6.28\, cm^2$$
$$A_{we} = A_{w1} + A_{w2} = 10.5 + 6.28 = 16.78\, cm^2$$

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱–۵

$$\beta = 0.85$$

باتوجه‌به نوع الکترود

$$E60 \rightarrow F_{u_e} = 420\, MPa \cong 4200 \frac{Kgf}{cm^2}$$

تنش مقاوم اسمی جوش انگشتانه و کام تحت اثر تنش‌های برشی باتوجه‌به ۱۱–۹

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 \times 4200 = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

در نتیجه نیروی اسمی قابل‌تحمل توسط جوش برابر است با:

$$R_{nw} = \beta F_{nw} A_{we} = 0.85 * 0.6F_{ue} * A_{we}$$

$$R_{nw} = 0.85 * \left(0.6 * 4200\frac{Kgf}{cm^2}\right) * (16.78^{cm^2}) = 35943\ Kgf \cong 35.9\ ton f$$

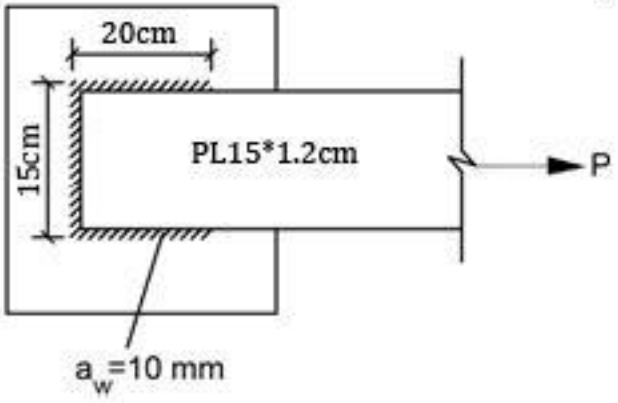
محاسبه نیروی طراحی جوش با اعمال ضریب کاهش

$$\phi R_{nw} = 0.75 * 35.9\ ton \cong 27.0\ ton$$

توجه: در طراحی چنین اتصال جوشی، لازم است شکل هندسی نمونه‌ها و فواصل جوش مطابق با آیین‌نامه کنترل گردند. این موضوع مدنظر این مسئله نبوده است.

مثال ۱۱-۶

ظرفیت اتصال شکل ۱۱-۳۱ را با فرض فولاد ورق از نوع ST37، الکترود مصرفی از نوع E60 و بررسی جوش در محل توسط افراد مجرب، تعیین کنید.



شکل ۱۱-۳۱ نمایش اتصال جوش مثال

حل:

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱-۵

$$\beta = 0.75$$

نوع الکترود

$$E60 \rightarrow F_{u_e} = 420\,MPa \cong 4200\frac{Kgf}{cm^2}$$

الف) تعیین ظرفیت اتصال بر اساس مقاومت جوش (R_{nw})

$$t_e = 0.707\,a_w = 0.707 \times 1 = 0.707\ cm$$

تنش مقاوم اسمی جوش گوشه در برش باتوجه‌به ۱۱-۹

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 \times 4200 = 2520\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{we} = t_e * l_w = (0.707 * 1^{cm}) * (20 + 15 + 20^{cm}) = 38.88\ cm^2$$

$$R_{nw} = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times \left(0.6 * 4200\frac{kg}{cm^2}\right) \times \left(38.88^{cm^2}\right) = 73483Kgf \cong 73.5\ tonf$$

ب) تعیین ظرفیت اتصال بر اساس مقاومت ورق (R_{nBM})

$$P_1 = F_{n_{BM1}} A_{BM1} = 0.9F_y A_g = 0.9 \times 2400\frac{kg}{cm^2} \times (15^{cm} \times 1.2^{cm}) = 38880\ kgf$$

$$P_2 = F_{n_{BM2}} A_{BM2} = 0.75F_u A_e = 0.75F_u(uA_n) = 0.75 \times 3700\frac{kg}{cm^2} \times (1 \times 15^{cm} \times 1.2^{cm}) = 49950\ kgf$$

$$R_{nBM} = min(P_1, P_2) = min(38880, 49950) = 38880\ kgf$$

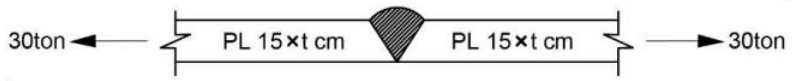
$$R_n = min(R_{nBM}, R_{nw}) = min(38880, 73483) = 38880Kgf \cong 38.9\ tonf$$

$$\phi R_n = 0.75 * 38880Kgf = 29160Kgf \cong 29.2\ tonf$$

توجه: بهتر است که مقاومت جوش بیشتر از ظرفیت باربری اعضاء جوش شده گردد، بدین ترتیب در این مثال با افزایش طول جوش (L_w) یا بعد جوش (a_w) می‌توان ظرفیت باربری جوش را تا حد باربری قطعه ارتقاء داد.

مثال ۱۱-۷

ضخامت حداقل تسمه را با فرض استفاده از الکترود مصرفی E60 در شکل ۱۱–۳۲ تعیین کنید.



شکل ۱۱–۳۲ نمایش اتصال مثال

حل:

طبق جدول ۱۱–۷ تنش مقاوم اسمی جوش شیاری در کشش عمود بر مقطع مؤثر، برابر با تنش نهایی فلز پایه است.

$$P_u \le 0.9F_y A_g \rightarrow 30 \times 10^3 Kgf \le 0.9 \times 2400\frac{Kgf}{cm^2} * (15^{cm} * t) \rightarrow t \ge \frac{30 \times 10^3}{0.9 \times 2400 \times 15} = 0.93\ cm$$

$$t \ge 0.93cm \rightarrow use\ t = 1.0^{cm}$$

از ورق به ضخامت ۱۰ میلیمتر استفاده می‌شود.

۱۱-۸ طرح اتصال جوشی

در این بخش اصول طراحی اتصالات جوشی ارائه می‌گردد.

توجه: فولاد مصرفی در ساخت اعضاء سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید دارای مقاومت کششی نهایی حداقل ۱٫۲ برابر مقاومت حد تسلیم باشد یعنی $F_u \geq 1.2F_y$

توجه: در طرح لرزه‌ای و ساخت اعضاء سیستم باربر جانبی، مشخصات مصالح جوش بکار رفته در اتصالات و وصله‌های اعضاء و نیز وصله‌های ستون‌های غیر باربر جانبی باید مطابق شرایط زیر باشند:

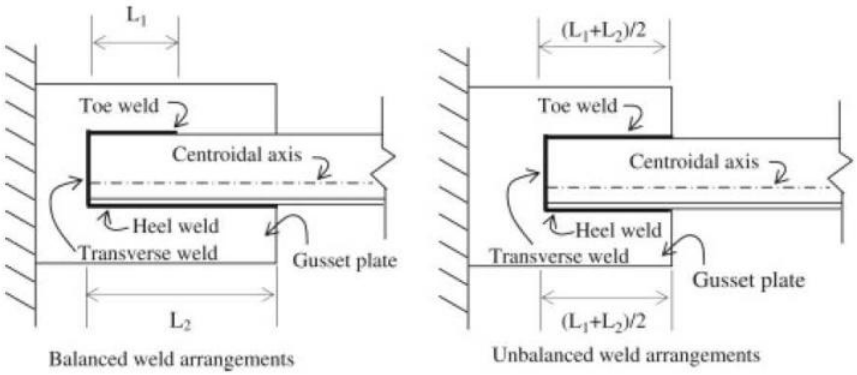
فلز جوش با فلز پایه سازگار باشد.

طاقت نمونه شیار داده شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۱۸ـ درجه سلسیوس حداقل ۲۷ ژول باشد.

در اتصالات و وصله‌های با جوش نفوذی کامل در قاب خمشی ویژه و متوسط و تیر پیوند قاب مهاربندی شده واگرا، علاوه بر دو شرط فوق، طاقت نمونه شیار داده شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۲۹ـ درجه سلسیوس حداقل ۲۷ ژول باشد.

۱-۸-۱۱ طرح اتصال متعادل[۱]

در برخی از موارد قطعاتی که متحمل نیروی محوری می‌شوند، دارای سطح مقطع غیر متقارن نسبت به این نیرو هستند و همین امر موجب برون محوری در اتصال جوشی می‌شود. نمونه اتصال جوشی متعادل و نامتعادل در شکل زیر مشاهده می‌شود.



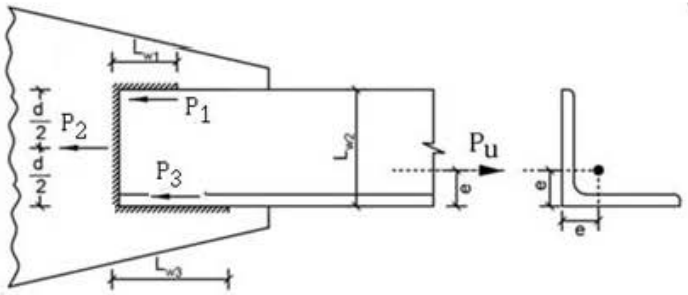
ب) طرح نامتعادل جوش الف) طرح متعادل جوش

شکل ۱۱–۳۳ اتصال جوشی متعادل و نامتعادل

در شکل ۱۱–۳۴ اتصال جوشی نبشی به ورق گاست مشاهده می‌شود. نیروی P_u به مرکز ثقل این نبشی اثر می‌کند. این نیرو در اتصال جوشی توسط سه نیروی P_1 و P_2 و P_3 به ورق اتصال منتقل خواهد شد. فرض می‌شود دو نیروی P_1 و P_3 در دو لبه خارجی نبشی اثر کرده و نیروی P_2 در فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه نبشی اثر کند.

---

[۱] Balanced welds



شکل ۱۱–۳۴ طرح اتصال متعادل در نبشی متصل به ورق

اگر حول نقطه A واقع در کنار تحتانی نبشی از نیروهای وارده لنگر گیری انجام شود، نتیجه می‌شود:

$$P_1 \times d + P_2 \times \frac{d}{2} = P_u \times e \rightarrow P_1 = \frac{P_u\, e}{d} - \frac{P_2}{2} \qquad ۱۲–۱۱$$

$$P_2 = R^*_{nw} \times L_{w2} \qquad ۱۳–۱۱$$

P_u نیروی اعمالی ضریبدار

d ساق نبشی

R^*_{nw} ارزش جوش

تعادل نیروهای افقی رابطه زیر را به دست می‌دهد:

$$\sum F_x = P_u - P_1 - P_2 - P_3 = 0 \qquad ۱۴–۱۱$$

با جایگذاری ۱۱–۱۲ در ۱۱–۱۴ حاصل می‌شود:

$$P_3 = P_u\left(1 - \frac{e}{d}\right) - \frac{P_2}{2} \qquad ۱۵–۱۱$$

با داشتن P_1 و P_3 می‌توان طول جوش L_{w1} و L_{w3} را طبق روابط زیر محاسبه کرد:

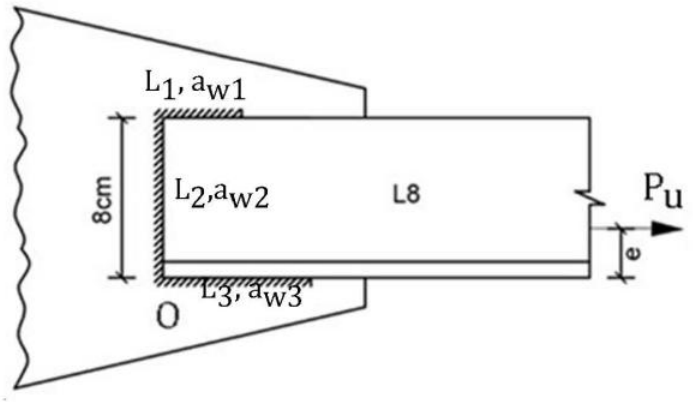
$$L_{w1} = \frac{P_1}{R^*_{nw}} \qquad ۱۶–۱۱$$

$$L_{w3} = \frac{P_3}{R^*_{nw}} \qquad ۱۷–۱۱$$

همانگونه که در شکل ۱۱–۳۴ ملاحظه می‌شود طول جوش‌ها بگونه‌ای تعیین می‌گردد که خروج از مرکزیت جوش از بین برود و اتصال متعادل باشد.

مثال ۱۱–۸

چنانچه اتصال شکل ۱۱ـ۲۸ تحت اثر حداکثر ظرفیت کششی نبشی قرار گیرد جوش را بگونه‌ای طرح نمایید که اتصال متعادل شود. از فولاد ST37 و الکترود نوع E60 استفاده شده و بررسی جوش در محل توسط افراد مجرب انجام شده است.



شکل ۱۱–۳۵ نمایش اتصال مثال

حل:

مشخصات هندسی L8 از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$L8\ (A = 12.3\ cm^2\ , e = 2.26\ cm\ , t = 0.8\ cm)$$

تعیین بعد جوش ضخامت بال نبشی به ورق

$$a_w^{min} = 5^{mm}\ (from\ table)$$
$$a_w^{max} = min\left(8_{plate}^{mm} - 2^{mm}, 8_{plate}^{mm}\right) = 6^{mm}$$
$$a_w^{min} = 5^{mm} \le a_w \le a_w^{max} = 6^{mm} \rightarrow use\ a_w^{(1)} = a_w^{(3)} = 6^{mm}$$

تعیین بعد جوش پشت بال نبشی به ورق (ضخامت ورق ۱۵ میلیمتر فرض می‌گردد).

$$a_w^{min} = 5^{mm}\ (from\ table)$$
$$a_w^{max} = min\left(15_{plate}^{mm} - 2^{mm}, 8_{plate}^{mm}\right) = 8^{mm}$$
$$a_w^{min} = 5^{mm} \le a_w \le a_w^{max} = 8mm \rightarrow use\ a_w^{(2)} = 6^{mm}$$

برای حداکثر بعد جوش ساق نبشی به ورق (جوش عمودی) باتوجه‌به اینکه ضخامت آن، جوش می‌شود از مقدار $t - 2 = 8 - 2 = 6^{mm}$ بدست می‌آید. از طرفی حداکثر بعد جوش بال نبشی به ورق (جوش طولی) باتوجه‌به اینکه وجه کنار آن جوش می‌شود از مقدار $t_{min} = 8^{mm}$ بدست می‌آید.

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱–۵

$$\beta = 0.75$$

باتوجه‌به استفاده از الکترود E60

$$E60 \rightarrow F_{ue} = 420\ MPa \cong 4200\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

طبق جدول ۱۱–۷ برای جوش گوشه برشی

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 \times 4200 = 2520\ \frac{kg}{cm^2}$$

محاسبه ارزش جوش (هر سه جوش دارای مشخصات یکسانی هستند)

$$t_e = 0.707\ a_w = 0.707 * 0.6^{cm}$$

$$R_{nw}^{*} = \phi\beta F_{nw} t_e = 0.75 \times 0.75 \times 2520\frac{kg}{cm^2} \times (0.707 * 0.6^{cm}) = 601.3\ \frac{kg}{cm}$$

محاسبه ظرفیت کششی مقطع نبشی

$$P_u = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 12.3 = 26568^{kgf}$$

محاسبه نیروی F_2 (به دلیل هندسه اتصال، طول جوش این نیرو مشخص است).

$L_{w2} = 8^{cm}$ برابر عرض نبشی

$$P_2 = R_{nw}^{*} \times L_{w2} = 601.3\frac{Kgf}{cm} \times 8^{cm} = 4810.4^{kgf}$$

معادلات اصلی تعادل

$$\Sigma M_O = 0 \rightarrow P_1 = \frac{P_u\, e}{d} - \frac{P_2}{2} = \frac{26568^{Kgf} \times 2.26^{cm}}{8^{cm}} - \frac{4810.4^{Kgf}}{2} = 5100.3^{kgf}$$

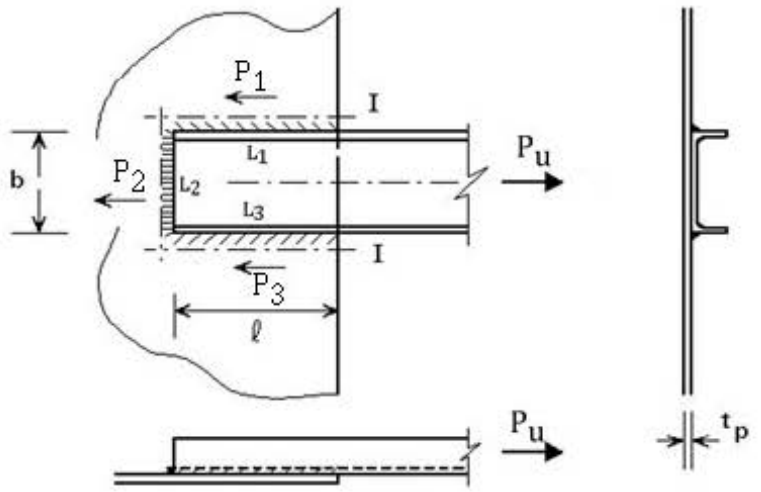
$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow P_3 = P_u\left(1 - \frac{e}{d}\right) - \frac{P_2}{2} = 26568^{Kgf} \times \left(1 - \frac{2.26^{cm}}{8^{cm}}\right) - \frac{4810.4^{Kgf}}{2} = 16657.3^{kgf}$$

$$L_{w1} = \frac{P_1}{R_{nw}^{*}} = \frac{5100.3^{Kgf}}{601.3\frac{kg}{cm}} = 8.48^{cm} \rightarrow use\ L_{w1} = 10^{cm}$$

$$L_{w3} = \frac{P_3}{R_{nw}^{*}} = \frac{16657.3}{601.3\frac{kg}{cm}} = 27.70^{cm} \rightarrow use\ L_{w3} = 30^{cm}$$

۱۱-۸-۲ طراحی جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی خالص

اتصالات جوش گوشه معمولاً تحت اثر نیروی برشی خالص قرار می‌گیرند. برای محاسبه تنش برشی نهایی ایجاد شده در جوش گوشه (f_{u_v}) تحت اثر برش خالص، مطابق ۱۱–۱۸ نیروی برشی نهایی به سطح مقطع مؤثر جوش تقسیم می‌شود. البته برای آنکه مجموعه جوش‌های گوشه تحت برش خالص یکسان قرار گیرد، نیروی P_u باید از محل مرکز سطح جوش‌ها عبور نماید، در غیر اینصورت تنش‌های اضافی در جوش ایجاد می‌شود. نمونه ای از اتصال با جوش تحت برش خالص در شکل ۱۱–۳۶ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱–۳۶ جوش گوشه تحت اثر تنش برشی خالص

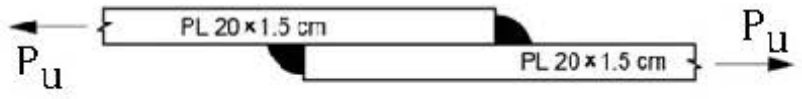
مطابق ۱۱–۱۰ برای جوش گوشه تحت اثر نیروی برشی خالص، کنترل جوش بر اساس مصالح فلز پایه و مصالح فلز جوش انجام می‌گردد. کنترل جوش بر اساس مصالح فلز پایه توسط روابط برش مقاطع انجام می‌شود. کنترل جوش بر اساس مصالح فلز جوش، توسط محاسبه نیروی برشی ضریبدار بر واحد طول جوش و مقایسه آن با ارزش جوش (مقاومت برشی اسمی واحد طول جوش)، مطابق ۱۱–۱۸ امکان‌پذیر است.

$$f^*_{u_v} = \frac{P_u}{L_w} \le \phi\beta F_{nw} t_e \qquad 11-11$$

در رابطه فوق L_w مجموع طول جوش‌های گوشه $(L_w = L_1 + L_2 + L_3)$ منظور می‌گردد.

مثال ۱۱–۹

اتصال شکل ۱۱–۳۷ با استفاده از الکترود مصرفی E60 و بررسی جوش در محل توسط افراد مجرب، انجام شده است. جوش اتصال را طراحی کنید.



شکل ۱۱–۳۷ نمایش اتصال مثال

حل:

تعیین ظرفیت اتصال بر اساس مقاومت تسلیم تسمه‌ها

$$P_u \le 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \frac{Kgf}{cm^2} \times (20^{cm} \times 1.5^{cm}) = 64800\ kgf$$

محاسبه سطح جوش

$$A_{we} = t_w l_w = (1)(2 * 20) = 40 \frac{cm^2}{cm}$$

نیروی برشی در واحد طول جوش (با فرض ضخامت واحد)

$$f_v^* = \frac{P_u}{l_w} = \frac{64800^{Kgf}}{40} = 1620 \frac{Kgf}{cm}$$

(جهت اطلاع) تنش برشی در جوش (با فرض ضخامت واحد)

$$f_v = \frac{P_u}{t_e l_w} = \frac{64800^{Kgf}}{1*40} = 1620 \frac{Kgf}{cm^2}$$

باتوجه‌به شرایط بازرسی جوش مطابق جدول ۱۱–۵

$$\beta = 0.75$$

باتوجه‌به استفاده از الکترود E60

$$E60 \rightarrow F_{ue} = 420\ MPa \cong 4200\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

طبق جدول ۱۱–۷ برای جوش گوشه برشی

$$\phi = 0.75$$
$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 \times 4200 = 2520\ \frac{kg}{cm^2}$$

محاسبه مقاومت جوش در طول واحد (ارزش جوش)

$$R_{nw}^* = \beta F_{nw} t_e = \beta F_{nw} \times 0.707\ a_w = 0.75 \times 2520 \frac{kg}{cm^2} \times (0.707\ a_w)^{cm} = 1336.2\ a_w\ (\frac{Kgf}{cm})$$

$$f_v^* = 1620 \frac{Kgf}{cm} \leq \phi R_n^* = 0.75 * 1336.2\ a_w = 1002.2\ a_w \rightarrow a_w \geq 1.62^{cm}$$

باتوجه‌به اینکه ضخامت ورق اتصال ۱٫۵ سانتیمتر است، بعد جوش به‌دست‌آمده قابل‌قبول نیست؛ بنابراین باید ظرفیت اتصال بر اساس حداکثر بعد جوش مجاز تعیین گردد و سپس اختلاف ظرفیت با استفاده از جوش انگشتانه و کام تأمین شود.

$$a_w^? \leq a_w^{max} = t - 2^{mm} = 15 - 2 = 13^{mm}$$

فرض می‌شود:

$$\rightarrow try\ a_w = 10^{mm}$$

محاسبه نیروی طراحی جوش گوشه در واحد طول با نماد ϕR_{nw}^* و نیروی طراحی جوش انگشتانه با نماد $\phi^{(plug)} R_{nw}^{(plug)}$

$$R_{nw}^* = 1336.2\ a_w = 1336.2 * 1^{cm} = 1336.2 \frac{Kgf}{cm}$$

$$P_u = f_v \times l_w \leq \phi R_{nw}^* \times l_w + \phi^{(plug)} R_{nw}^{(plug)} \rightarrow 1620 \frac{Kgf}{cm} * 40^{cm}$$
$$\leq 1336.2 \frac{Kgf}{cm} * 40^{cm} + \phi^{(plug)} R_{nw}^{(plug)}$$

$$\rightarrow \phi^{(plug)} R_{nw}^{(plug)} \geq 13523.8^{Kgf}$$

این اختلاف، باید به‌وسیله جوش انگشتانه تأمین شود.

تعیین تنش مقاوم اسمی جوش انگشتانه طبق جدول ۱۱–۷

$$\phi^{(plug)} = 0.75$$
$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 \times 4200 = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$R_{nw}^{(plug)} = \beta F_{nw} A_w^{(plug)} = 0.75 \times 2520 \times \left(2 \times \frac{\pi D^2}{4}\right) = 2968.8\, D^2\ (Kgf)$$

$$\phi R_{nw}^{(plug)} \geq 13523.8^{Kgf} \rightarrow 0.75 * 2968.8\, D^2 \geq 13523.8^{Kgf} \rightarrow D \geq 2.46$$

از انگشتانه به قطر ۲۸ میلیمتر استفاده می‌شود.

کنترلهای هندسی در جوش انگشتانه به شرح زیر صورت می پذیرد. t_w ضخامت جوش انگشتانه است.

$$t_{plate} < 16\, mm \rightarrow t_w = t_{plate} = 15\, mm$$

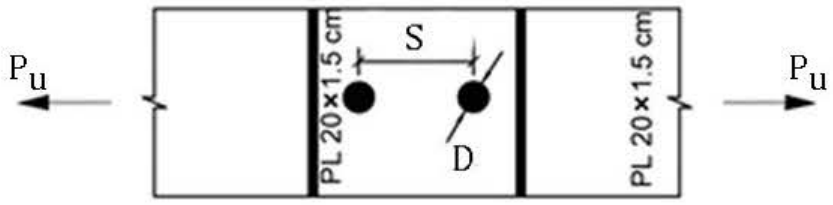
$$t_{plate} + 0.8^{cm} \leq D \leq max\ (2.25 t_w, t_{plate} + 1.1^{cm}) \Rightarrow 1.5 + 0.8 = 2.3^{cm} \leq 2.8^{cm} \leq 2.25 \times 1.5 = 3.38^{cm}$$

$$S \geq 4D = 4 \times 2.8 = 11.2^{cm} \rightarrow S = 12.0\, cm$$

کنترل طول هم‌پوشانی دو تسمه (L_d)

$$L_d \geq max(5t_{min}, 2.5cm) \Rightarrow L_d \geq max(5 \times 1.5^{cm} = 7.5^{cm}, 2.5^{cm}) = 7.5\, cm\ ok$$

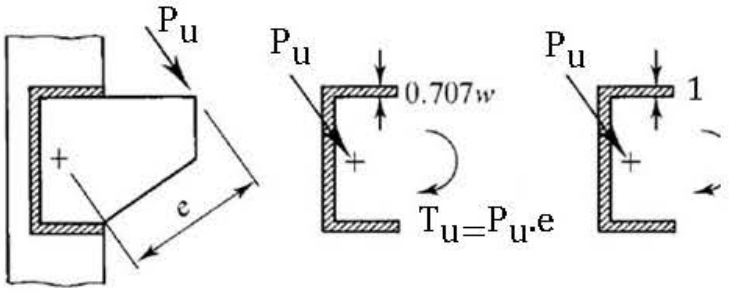
در شکل ۱۱–۳۸ نمایی از این اتصال نشان‌داده‌شده است.



شکل ۱۱–۳۸ نمایش وضعیت قرارگیری جوش‌های انگشتانه

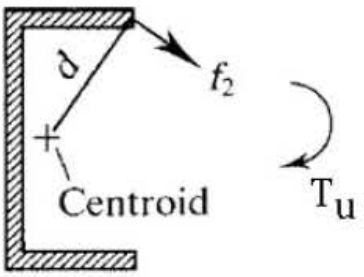
۱۱-۸-۳ طرح جوش تحت اثر برش و پیچش

در اتصال شکل ۱۱–۳۹ نیروی وارد شده بر مساحت هاشور خورده جوش اعمال می‌شود که دارای ضخامت جوش $t_e = 0.707 a_w$ می‌باشد. با فرض ضخامت جوش واحد $(t_e = 1)$، محاسبات طبق مراحل زیر ساده‌تر شده و نهایتا برای بدست آوردن نیروی مقاومت واقعی جوش، مقاومت واحد ضخامت جوش در $0.707 a_w$ ضرب می‌گردد.



شکل ۱۱–۳۹ بارگذاری برشی و پیچشی و فرض بعد جوش واحد

نیروی اعمالی P_u با خروج از مرکزیت e (نسبت به مرکز جوش) معادل نیروی P_u بدون خروج از مرکزیت به همراه پیچش T_u می‌باشد. نیروی P_u بر کل جوش با مساحت $A_w = L_w * t_e = l_w$ وارد می‌گردد (فرض ضخامت واحد جوش) و تنش برشی ایجاد شده برابر $f_u^{(P)} = \frac{P_u}{L}$ است (ضخامت جوش واحد فرض شده است). این تنش دارای دو مؤلفه $f_{ux}^{(P)} = \frac{P_{ux}}{L}$ و $f_{uy}^{(P)} = \frac{P_{uy}}{L}$ می‌باشد. پیچش T_u در مقطع ایجاد تنش برشی می‌نماید که در هر نقطه قابل محاسبه است. چنانچه مشخص گردید ابتدا باید مختصات مرکز جوش (CG) محاسبه شود. جهت درک بیشتر به شکل ۱۱–۴۰ توجه شود.

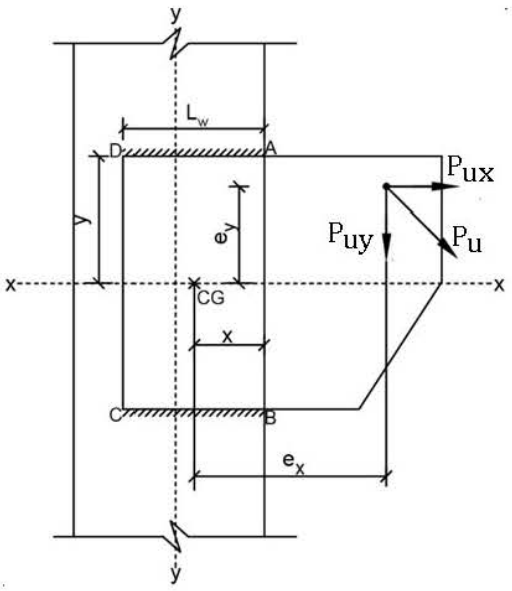


شکل ۱۱–۴۰ پیچش در جوش

تنش ناشی از پیچش T_u در هر نقطه از جوش، با استفاده از فرمول پیچش $f_u^{(T)} = \frac{T_u.d}{J}$ قابل محاسبه است (J لنگر اینرسی قطبی مقطع جوش با فرض ضخامت واحد است). این تنش نیز به طور مشابه، دارای مؤلفه‌های $f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u.y}{J}$ و $f_{uy}^{(T)} = \frac{T_u.x}{J}$ می‌باشد. نهایتا تنش برشی حاصل از ۱۱–۱۹ بدست می‌آید.

$$f_u = \sqrt{(\Sigma f_x)^2 + (\Sigma f_y)^2} \qquad \text{۱۱–۱۹}$$

شکل ۱۱–۴۱ نمونه دیگری از اتصال را نشان می‌دهد که تحت اثر نیروی مایل P_u قرار دارد.



شکل ۱۱–۴۱ اتصال جوشی تحت برش و پیچش

در این اتصال جوش‌های گوشه مجموعا دارای مساحت A_w هستند. تحت اثر نیروی برشی نهایی افقی P_{ux} تنشی برابر $f_{ux}^{(P)} = \frac{P_{ux}}{A_w}$ و تحت اثر نیروی برشی نهایی قائم P_{uy} تنشی برابر $f_{uy}^{(P)} = \frac{P_{uy}}{A_w}$ ایجاد می‌شود. باتوجه‌به مؤلفه‌های نیرو و فاصله آنها تا مرکز جوش یعنی e_x و e_y لنگر پیچشی نهایی از رابطه $T_u = P_{ux}.e_y + P_{uy}.e_x$ محاسبه می‌گردد. در نتیجه لازم است ابتدا مختصات مرکز جوش (CG) محاسبه شود.

پس از محاسبه لنگر پیچشی نهایی T_u مؤلفه‌های تنش ناشی از لنگر پیچشی در نقطه بحرانی توسط ۱۱–۲۰ و ۱۱–۲۱ محاسبه می‌شوند. نقطه بحرانی جوش، نقطه‌ای است که فاصله بیشتری نسبت به سایر نقاط از مرکز ثقل جوش دارد و همچنین تنش‌های ناشی از برش و پیچش در آن هم جهت هستند. در شکل ۱۱–۴۱ نقطه A نقطه بحرانی است.

$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u Y}{I_P} \qquad ۲۰–۱۱$$

$$f_{uy}^{(T)} = \frac{T_u X}{I_P} \qquad ۲۱–۱۱$$

Y فاصله از مرکز ثقل جوش تا نقطه بحرانی در راستای محور y

X فاصله از مرکز ثقل جوش تا نقطه بحرانی در راستای محور x

T_u لنگر نهایی پیچشی

I_P لنگر اینرسی قطبی برابر $I_P = I_x + I_y$

در اتصال شکل ۱۱–۴۱ داریم:

$$I_x = 2\left[\frac{L_w(t_e)^3}{12}\right] + 2\left[L_w t_e y^2\right] = 2t_e L_w y^2$$

$$I_y = 2\left[\frac{t_e(L_w)^3}{12}\right] = \frac{1}{6}t_e L_w^3$$

$$I_P = \frac{t_e L_w}{6}\left[12y^2 + L_w^2\right]$$

مقدار لنگر اینرسی قطبی I_P برای شکلهای متداول اتصالات جوشی با فرض ضخامت مؤثر واحد، در جدول ۱۱–۸ ارائه شده است. باتوجه‌به روابط جدول خواهیم داشت:

$$b = l_w \, , d = 2Y$$
$$I_P = \frac{b}{6}[3d^2 + b^2]$$

برآیند تنش‌ها با فرض ضخامت جوش واحد به دست می‌آید.

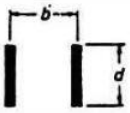
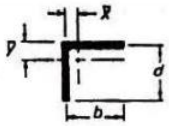
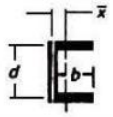
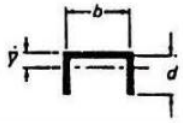
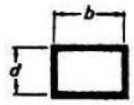
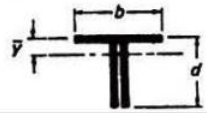
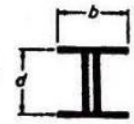
$$f_u^1 = f_{ur}^{(t_e=1)} = \sqrt{(f_{ux})^2 + (f_{uy})^2} = \sqrt{(f_{ux}^{(P)} + f_{ux}^{(T)})^2 + (f_{uy}^{(P)} + f_{uy}^{(T)})^2} \qquad ۲۲–۱۱$$

در صورت استفاده از مقدار دیگری برای ضخامت جوش، مقدار فوق بر t_e نقسیم می‌شود. با مقایسه برآیند تنش‌ها در نقطه A (با ضخامت t_e) با مقاومت جوش طبق ۱۱–۲۳ مجهول t_e محاسبه می‌شود.

$$f_u^1 = f_{ur}^{(t_e=1)} \times \frac{1^{cm}}{t_e} \leq \frac{\phi R_{nw}^*}{t_e} = \phi\beta F_{nw} \qquad ۲۳–۱۱$$

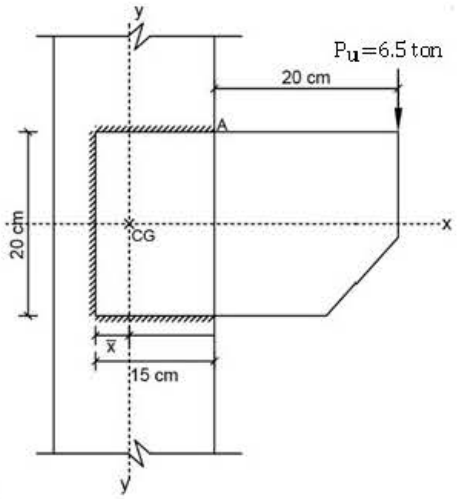
لازم است بعد جوش بدست آمده $a_W = \frac{t_e}{0.707}$ با مقادیر حداقل و حداکثر آیین‌نامه‌ای نیز مقایسه شود تا رابطه $a_w^{min} \leq a_w \leq a_w^{max}$ برقرار باشد.

جدول ۱۱–۹ مشخصات هندسی جوش برای $t_e = 1$

شکل مقطع b = (عرض) d = (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. 		$S=\pi r^2$	$I_p=2\pi r^3$

مثال ۱۱–۱۰

اندازه جوش گوشه در اتصال شکل ۱۱–۴۲ را با فرض استفاده از الکترود E60 و بررسی جوش در محل توسط افراد مجرب محاسبه کنید.



شکل ۱۱–۴۲ نمایش اتصال مثال

حل:

$t_e = 1^{cm}$ فرض می‌شود

$$A_w = (20 + 2 \times 15)\, t_e = 50\, t_e\, cm^2 \xrightarrow{t_e=1cm} A_w = 50\, cm^2$$

محاسبه مختصات مرکز جوش و خروج از مرکزیت نیروی اعمال شده نسبت به آن (با حذف جملات با ضرایب t_e^3 به دلیل اثر ناچیز)

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i \bar{X}_i}{\sum A_i} = \frac{2 \times 15 \times 7.5}{2 \times 15 + 20} = 4.5\, cm \Rightarrow e_x = 30.5\, cm$$

محاسبه لنگر اینرسی قطبی به‌صورت مستقیم

$$I_p = \frac{1}{12} \times 20^3 \times 1 + \frac{2}{12} \times 15 \times 1^3 + 2 \times 15 \times 1 \times 10^2 + \frac{2}{12} \times 1 \times 15^3 + 2 \times 15 \times 1 \times 3^2 + \frac{1}{12} \times 20 \times 1^3 + 20 \times 1 \times 4.5^2 = 4904\, cm^4$$

محاسبه لنگر اینرسی قطبی توسط روابط جدول

$$I_p = \frac{8b^3+6bd^2+d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d} = \frac{8*15^3+6*15*20^2+20^3}{12} - \frac{15^4}{2*15+20} = 4904\, cm^4$$

بار اعمالی T_u که دارای خروج از مرکزیت است، با دو بار P_u بدون خروج از مرکزیت و T_u پیچش ناشی از خروج از مرکزیت معادل است.

محاسبه تنش برشی ناشی از بار قائم نهایی P_u

$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_{uy}}{A_w} = \frac{6500^{Kgf}}{50^{cm^2}} = 130\, \frac{kg}{cm^2}$$

در این مثال نقطه A نقطه بحرانی است.

محاسبه لنگر پیچشی نهایی نسبت به نقطه A

$$T_u = P_{uy} * e_x = 6500^{Kgf} * 30.5^{cm} = 22750\, Kgf.cm$$

محاسبه مؤلفه‌های ناشی از پیچش T_u در نقطه A

$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u Y_A}{I_p} = \frac{22750^{Kgf.cm} \times 10^{cm}}{4904^{cm^4}} = 404.3\, \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{uy}^{(T)} = \frac{T_u X_A}{I_P} = \frac{22750^{Kgf.cm} \times 10.5^{cm}}{4904^{cm^4}} = 424.5\ \frac{kg}{cm^2}$$

محاسبه برآیند تنش‌ها در نقطه A

$$f_u^1 = f_u^{(t_e=1)} = \sqrt{(f_{ux}^{(T)})^2 + (f_{uy}^{(P)} + f_{uy}^{(T)})^2} = \sqrt{(404.3)^2 + (130 + 424.5)^2} = 686.2\frac{\frac{kg}{cm^2}}{cm}$$

برآیند تنش‌ها با فرض ضخامت جوش واحد به‌دست‌آمده است در صورت استفاده از مقدار دیگری برای ضخامت جوش، داریم:

$$f_u = f_u^1 \times \frac{1^{cm}}{t_e} \le \phi\beta F_{nw} \rightarrow f_u^1 \le \phi\beta F_{nw} t_e \rightarrow f_u^1 \le \phi R_{nw}^*$$

محاسبه تنش مقاومت جوش و مقایسه آن با برآیند تنش‌ها در نقطه A

$$f_u^1 = 686.2 \le \phi\beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.75 \times (0.6 \times 4200)t_e = 1417\ t_e$$

$$t_e \ge \frac{686.2}{1417} = 0.48 \rightarrow a_w = \frac{t_e}{0.707} \ge \frac{0.48}{0.707} = 0.68 \rightarrow use\ a_w = 7mm$$

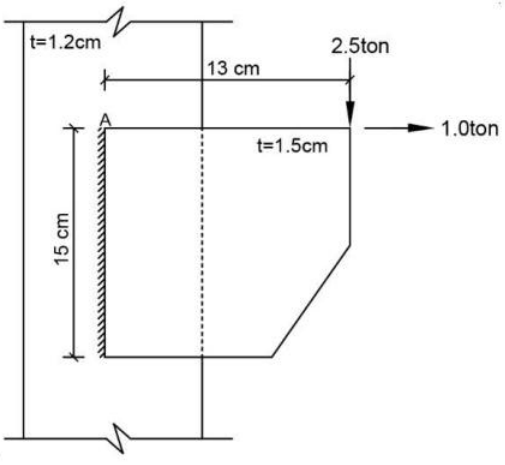
بعد جوش لازم برای این اتصال ۷ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

مثال ۱۱-۱۱

در اتصال شکل ۱۱–۴۳ از الکترود E70 استفاده شده است. جوشکاری در کارگاه انجام شده و بازرسی چشمی نیز صورت‌گرفته است. مطلوبست:

الف) تعیین اندازه جوش لازم

ب) چنانچه اندازه جوش گوشه به ۶ میلیمتر محدود شده باشد، جهت تحمل نیروهای مذکور چه راه حلی پیشنهاد می‌نمایید.



شکل ۱۱–۴۳ نمایش اتصال مثال

حل الف)

$t_e = 1^{cm}$ فرض می‌شود

$$f_{ux}^{(P)} = \frac{P_{ux}}{A_w} = \frac{1000}{15} = 66.7\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_{uy}}{A_w} = \frac{2500}{15} = 166.7\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$T_u = P_{ux}e_y + P_{uy}e_x = 1000 \times 7.5 + 2500 \times 13 = 40'000\ kg.cm$$

از جدول ۱۱–۹، I_p برابر است با:

$$I_P = \frac{d^3}{12} = \frac{15^3}{12} = 281.25\ cm^4$$

نقطه A در شکل ۱۱–۴۳ بحرانی است.

$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u y}{I_p} = \frac{40000 \times 7.5}{281.25} = 1066.7\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_u^1 = \sqrt{(f_{ux}^{(P)} + f_{ux}^{(T)})^2 + (f_{uy}^{(P)})^2} = \sqrt{(66.7 + 1066.7)^2 + (166.7)^2} = 1145.6\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$R_{nw}^* = \beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a_w = 1558.9\ a_w$$
$$f_u^1 = 1145.6 \le 0.75 * 1558.9\ a_w \rightarrow a_w \ge 0.98^{cm} \rightarrow use\ a_w = 10^{mm}$$
$$a_w^{min} = 5^{mm} \le a_w = 10^{mm} \le a_w^{max} = min(t - 2 = 13^{mm}, 12^{mm}) = 12^{mm}$$

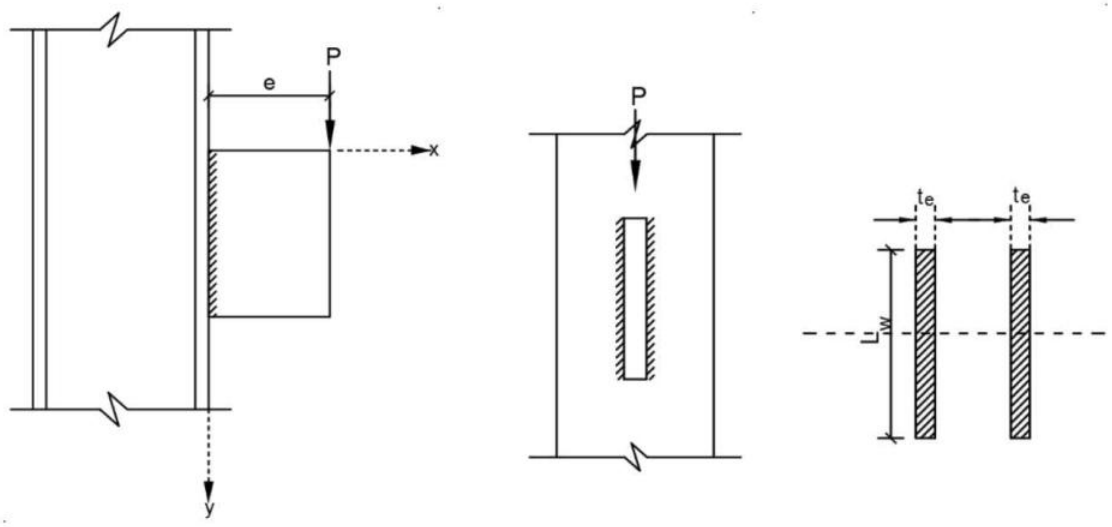
حل ب)

وقتی بعد جوش به ۶ میلیمتر محدود شده است، می‌توان برای تحمل نیروهای مذکور از صفحه اتصال در طرفین ستون استفاده کرد که با این کار نیروهای موجود نصف می‌شود.

$$f_{ux}^{(P)} = \frac{1000}{2 \times 15} = 33.3\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_{uy}^{(P)} = \frac{2500}{2 \times 15} = 83.3\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$T_u = 20000\ kg.cm$$
$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u y}{I_p} = \frac{20000 \times 7.5}{281.25} = 533.3\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_u^1 = \sqrt{(33.3 + 533.3)^2 + 83.3^2} = 572.7 \le 1169.2\ a_w$$
$$\rightarrow a_w \ge 0.49\ cm \rightarrow use\ a_w = 6\ mm$$

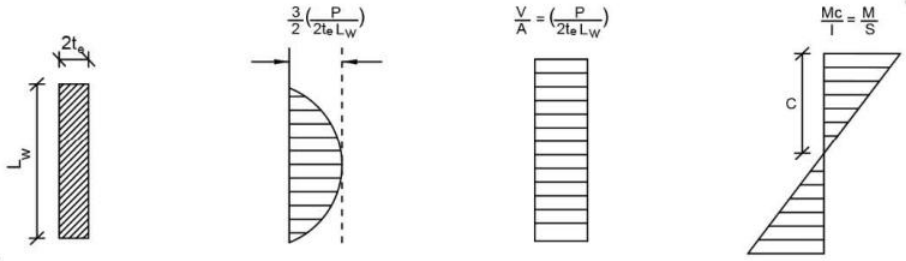
۱۱-۸-۴ طرح جوش تحت اثر برش و خمش

در بعضی اتصالات، جوش‌های گوشه تحت اثر توأم برش و خمش قرار می‌گیرند. شکل ۱۱–۴۴ اتصال یک ورق به بال ستون را نشان می‌دهد که تحت اثر نیروی P با خروج از مرکزیت e قرار دارد. جوش‌های گوشه در محل اتصال باید نیروی برشی P و لنگر خمشی برابر P.e را تحمل نمایند. شکل ۱۱–۴۵ نمایشگر تغییرات برشی و خمشی در جوش است. باید توجه داشت که حداکثر تنش برشی و حداکثر تنش خمشی در یک محل از جوش اتفاق نمی‌افتند، اما به‌منظور ساده‌کردن محاسبات، فرض می‌شود تنش برشی همانند شکل ۱۱–۴۵ـج توزیع می‌گردد. سپس حداکثر تنش خمشی با تنش برشی جمع برداری می‌گردد.



ج ـ وضعیت جوش‌ها ب ـ مقطع اتصال الف ـ نمایی از اتصال تحت برش و خمش

شکل ۱۱–۴۴ اتصال جوشی تحت اثر برش و خمش



د) توزیع تنش خمشی ج) توزیع فرضی تنش برشی ب) توزیع واقعی تنش برشی الف) مقطع جوش

شکل ۱۱–۴۵ تنش روی خطوط قائم جوش تحت برش و خمش

تنش برشی قائم برابر است با:

$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{P_u}{2L_w} \qquad ۲۴–۱۱$$

تنش برشی افقی در جوش ناشی از خمش در ناحیه کششی عبارت است از:

$$f_{ux}^{(M)} = \frac{M_u}{S} = \frac{P_u e}{2(\frac{L_w^2}{6})} = \frac{3P_u e}{L_w^2} \qquad ۲۵–۱۱$$

برآیند تنش‌ها به‌صورت ۱۱–۲۶ بدست می‌آید:

$$f_u^1 = \sqrt{(f_{ux}^{(M)})^2 + (f_{uy}^{(P)})^2} \le \phi R_{nw}^* = \phi\beta F_{nw} t_e \qquad ۲۶–۱۱$$

در این قسمت نیز مشابه اتصال تحت اثر برش و پیچش می‌توان با فرض $t_e = 1^{cm}$ مقادیر اساس مقطع را برای شکل‌های معمولی جوش از جدول ۱۱–۹ استخراج نمود. سپس با تعیین f_u^1 برای ضخامت واحد، آن را مساوی ارزش جوش قرار داده و ضخامت مؤثر موردنیاز محاسبه شود.

لازم به ذکر است در حالتی که جوش تحت خمش قرار گیرد، کنترل تنش برشی در جوش گوشه (ناحیه کششی) صورت می‌پذیرد. بدیهی است در ناحیه فشاری دو سطح موردنظر به یکدیگر فشار وارد می‌کنند و جوش در ناحیه فشاری تعیین‌کننده نخواهد بود.

۱۱-۸-۵ تخمین طول جوش تحت اثر لنگر خمشی

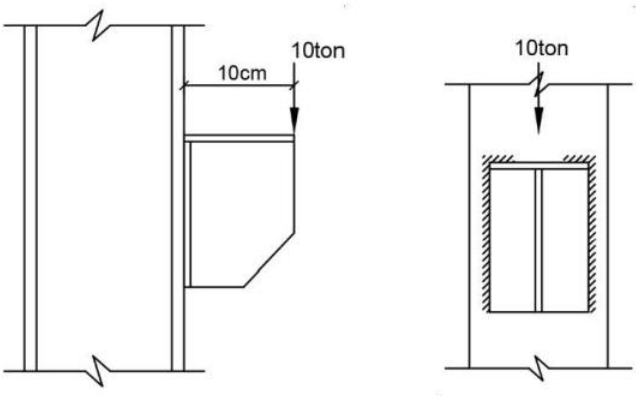
برای تخمین طول جوش گوشه موردنیاز، در اتصالاتی که تحت اثر لنگر خمشی به علت نیروی خارج از مرکز می‌باشند، می‌توان روش زیر را به‌کار برد. اگر f_{r1} برآیند تنش‌های وارده بر جوش باشد، برای لنگری که تنها روی یک خط جوش اثر کرده، می‌توان نوشت:

$$f_u^{(1)} = \frac{M_u}{S} = \frac{M_u}{\frac{t_e\, l_w^2}{6}} \le \phi R_{nw}^* = \phi\beta F_{nw} t_e \qquad ۱۱–۲۷$$

لازم به ذکر است که ۱۱–۲۷ فقط برای لنگر خمشی صادق است. بنابراین مقدار طول جوشی را که از این رابطه بدست می‌آید باید برای به‌حساب آوردن اثر برش مستقیم افزایش داد.

مثال ۱۱-۱۲

در اتصال شکل ۱۱–۴۶ چنانچه بعد جوش ۱۰ میلیمتر و الکترود مصرفی E60 و بررسی جوش در محل توسط افراد مجرب در نظر گرفته شود، طول جوش لازم را تعیین نمائید.



شکل ۱۱–۴۶ نمایش اتصال مثال

حل:

$$M_u = P_{uy} \times e_x = 10000^{Kgf} \times 10^{cm} = 10^5\ Kgf.cm$$

$$f_u^{(1)} = \frac{M_u}{S} = \frac{M_u}{\frac{2t_e\, L_w^2}{6}} = \frac{10^5}{\frac{2 * 1^{cm} * l_w^2}{6}} \le R_{nw}^*$$

$$R_{nw}^{*} = \boldsymbol{\beta F_{nw} t_e} = 0.75 \times (0.6 \times 4200) \times (0.707^{cm}) = 1336 \frac{Kgf}{cm}$$

اگر جوش فقط تحت اثر خمش باشد طول جوش به‌صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$\frac{10^5}{\frac{2 * 1^{cm} * l_w^2}{6}} \leq 0.75 * 1336 \rightarrow l_w^2 \geq \frac{6 * 10^5}{2 * 1 * 1417.5} = 211.6 \rightarrow l_w > 14.6^{cm}$$

به دلیل اینکه اتصال تحت برش نیز قرار دارد، طول جوش تخمین زده شده مقداری افزایش می‌یابد.

با فرض $\boldsymbol{t_e}$ واحد، A_w محاسبه شده است.

$$L_w = 20^{cm}$$

$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_{uy}}{A_w} = \frac{10 \times 10^3}{2 \times 20} = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{2\boldsymbol{t_e}\, \boldsymbol{L_w^2}}{\boldsymbol{6}} \xrightarrow{t_e = 1^{cm}} S = \frac{L_w^2}{3} = \frac{20^2}{3} = 133.33^{cm^3}$$

$$f_{ux}^{(M)} = \frac{M_u}{S} = \frac{1*10^5}{133.33} = 750.0 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_u^1 = \sqrt{(f_{uy}^{(P)})^2 + (f_{ux}^{(M)})^2} = \sqrt{(250)^2 + (750.0)^2} = 790.6 \frac{\frac{kg}{cm^2}}{cm}$$

$$f_u^1 \leq \boldsymbol{\phi\beta F_{nw} t_e} = 790.6 \leq 1417.5\, t_e \Rightarrow t_e \geq 0.56^{cm}$$

$$a_w \geq \frac{t_e}{0.707} = .79cm \rightarrow a_w = 0.8cm$$

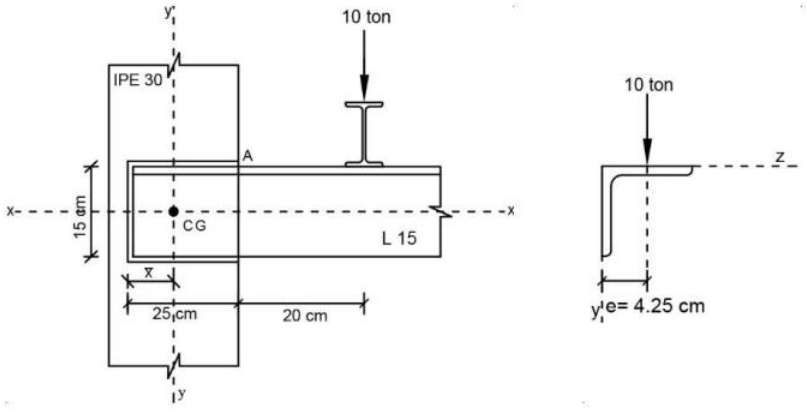
بنابراین طول جوش تخمین زده شده برای این اتصال مناسب است.

مثال ۱۱-۱۳

در اتصال شکل ۱۱–۴۷ چنانچه از الکترود E70 و جوش کارگاهی با بازرسی چشمی استفاده گردد، مطلوبست:

الف) تعیین اندازه جوش لازم

ب) تعیین اندازه جوش لازم درصورتی‌که از یک نبشی دیگر (با مشخصات مشابه) و اتصال به بال دیگر ستون استفاده گردد.



شکل ۱۱–۴۷ نمایش اتصال مثال

حل الف)

$t_e = 1^{cm}$ فرض می‌شود (جدول ۱۱–۹)ش

$$\bar{X} = \frac{b^2}{2b+d} = \frac{25^2}{2\times 25+15} = 9.6^{cm}$$
$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{10\times 10^3}{(25\times 2+15)} = 153.85\frac{kg}{cm^2}$$
$$e_x = (25-9.6)+20 = 35.4^{cm}$$
$$T_u = P_{uy}e_x = 10\times 10^3\times 35.4 = 3.54^{tof.m}$$

لنگر اینرسی قطبی مقطع جوش از جدول ۱۱–۹ برابر است با:

$$I_P = \frac{8b^3+6bd^2+d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$$
$$I_P = \frac{8\times 25^3+6\times 25\times 15^2+15^3}{12} - \frac{25^4}{2\times 25+15} = 7500.8^{cm^4}$$

نقطه A ، نقطه بحرانی برای محاسبه تنش‌های ناشی از پیچش است:

$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T.y_A}{I_P} = \frac{3.54\times 10^5\times 7.5}{7500.8} = 354.0\ \frac{kg}{cm^2}$$
$$f_{uy}^{(T)} = \frac{T.x_a}{I_P} = \frac{3.54\times 10^5\times 15.4}{7500.8} = 726.8\ \frac{kg}{cm^2}$$

اساس مقطع جوش از جدول ۱۱–۹ برابر است با:

$$S = bd + \frac{d^2}{6} = 25\times 15 + \frac{15^2}{6} = 412.5\ cm^3$$
$$f_{uz}^{(M)} = \frac{M_u}{S} = \frac{0.425\times 10^5}{412.5} = 103\ \frac{kg}{cm^2}$$

در این قسمت از ناحیه فشاری نبشی در خمش صرف‌نظر شده است.

$$f_u^1 = \sqrt{(f_{ux}^{(T)})^2 + (f_{uy}^{(P)} + f_{uy}^{(T)})^2 + (f_{uz}^{(M)})^2} = \sqrt{(354.0)^2 + (726.8+153.85)^2 + (103)^2}$$
$$= 954.7\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$R_{nw}^* = \beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75\times 0.6\times 4900\times 0.707a_w = 1558.9\ a_w$$
$$f_{ur} \le \phi R_{nw}^* \rightarrow 954.7 \le 0.75 * 1558.9\ a_w \rightarrow a_w \ge 0.81\ cm \rightarrow use\ a_w = 10\ mm$$
$$a_w^{min} = 5^{mm} \le a_w = 10^{mm} \le\ a_w^{max} = t_f^{(IPE)} = 10.7^{mm}$$

بعد جوش به دست آمده در محدوده مجاز قرار دارد.

حل ب)

در صورت استفاده از دو نبشی در طرفین ستون، مؤلفه خمش از محاسبات حذف می‌شود زیرا خروج از محوری e=4.25cm برای بار 10ton از بین می‌رود و نیرو نیز بین دو نبشی تقسیم می‌شود:

$$f_{uy}^{(P)} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{10 \times 10^3}{2 \times 65} = 76.9 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{ux}^{(T)} = \frac{T_u y}{I_P} = \frac{3.54 \times 10^5 \times 7.5}{2 \times 7500.8} = 177.0 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{uy}^{(T)} = \frac{T_u x}{I_P} = \frac{3.54 \times 10^5 \times 15.4}{2 \times 7500.8} = 363.4 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_u^1 = \sqrt{(f_{ux}^{(T)})^2 + (f_{uy}^{(P)} + f_{uy}^{(T)})^2} = \sqrt{(177.0)^2 + (76.9 + 363.4)^2} = 474.56 \ \frac{kg}{cm^2}$$

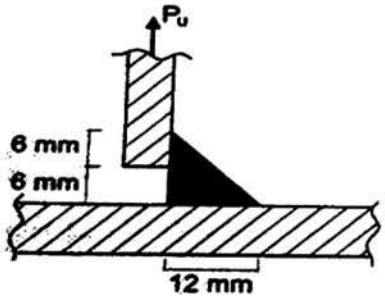
$$R_{nw} = 1558.9 \ a_w$$

$$f_u^1 = 474.56 \leq \phi R_{nw} = 0.75 * 1558.9 \ a_w \rightarrow a_w \geq 0.40^{cm} \rightarrow use \ a_w = 8^{mm}$$

$$a_w^{min} = 5^{mm} \leq a_w = 8 \ mm \leq \ a_w^{max} = t_f^{(IPE)} = 10.7^{mm}$$

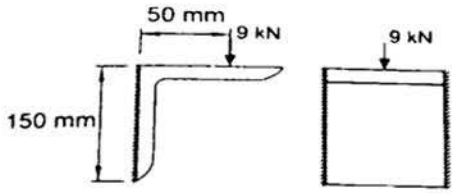
۱۱-۹ تست‌های فصل یازدهم

۱. به لحاظ محاسباتی، ضخامت گلوگاه مؤثر جوش گوشه نشان‌داده‌شده در شکل زیر بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک است؟ (اردیبهشت ۹۲)



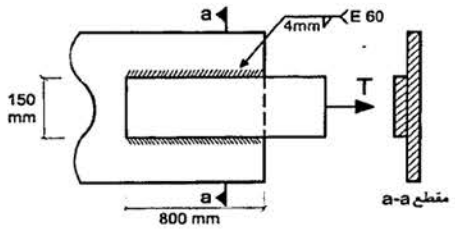
1) 8.5
2) 4.2
3) 5.4
4) 6

۲. حداکثر تنش بر اساس روش الاستیک ، بر حسب MPa در جوش اتصال ساده با نبشی نشیمن انعطاف پذیر به‌کدام یک نزدیک‌تر است ؟ t برابر واحد فرض شود . همچنین در محاسبات فقط جوش در نظر گرفته شده و از تأثیر اتکا نبشی صرف نظر شود (اردیبهشت ۹۷)



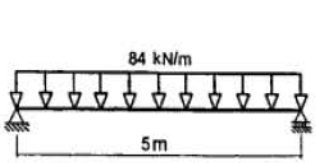
1) 134
2) 60
3) 67
4) 90

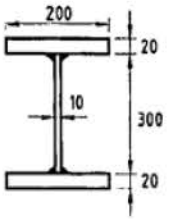
۳. مقاومت اسمی اتصال جوشی شکل زیر به‌کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟کنترل فلز پایه مدنظر نبوده و ضریب بازرسی جوش را واحد در نظر بگیرید. (اسفند ۹۵)



1) 912
2) 1140
3) 1290
4) 1612

۴. درصورتی‌که جوش‌های گوشه دوطرفه اتصال جان به بال‌ها پیوسته و بعد ساق جوش برابر الف باشد و مقاومت طراحی هر خط جوش برابر ۸۰ نیوتن بر میلی‌متر باشد، حداقل بعد جوش بر حسب میلی‌متر کدام است؟ بار وارد بر تیر ضریب دار فرض شود. (اسفند ۹۵)

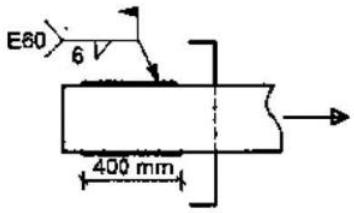




1) 8
2) 6
3) 5
4) 4

۵. برای اتصال انتهایی یک تسمه کششی که به‌صورت محوری بارگذاری شده است، در امتداد طول تسمه از دو ردیف جوش گوشه هریک به طول ۷۵۰ میلی‌متر و بعد ۵ میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (محاسبات مرداد ۹۴)

۶. برای اتصال یک عضو کششی، با فرض انجام جوش در محل بازرسی چشمی توسط بازرس ذی‌صلاح جوش جزئیات زیر ارائه شده است. درصورتی‌که جوش در کارخانه وبا استفاده از الکترود E70انجام شود و سایر مشخصات بدون تغییر بماند، به جای $L=400\ mm$ برای هر خط جوش حداقل طولی که می‌توان در نظر گرفت به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سایر محدودیت‌ها حاکم بر طراحی نمی‌باشد.



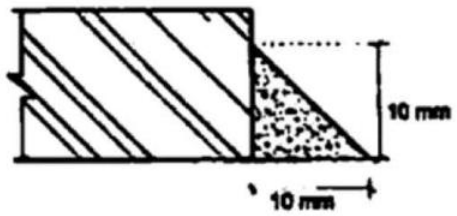
1) 300 mm

2) 260 mm

3) 350 mm

4) 330 mm

۷. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت اسمی جوش گوشه نشان‌داده‌شده در شکل برای ۱۰ میلی‌متر طول جوش کدام است؟ جوشکاری در محل بوده و جوش توسط بازرس جوش بازرسی چشمی می‌شود. الکترود E70 است. (آذر ۹۲)



الف) ۱۳٫۴ ب) ۱۵٫۶ ج) ۲۰٫۸ د) ۲۲٫۰۵

۱۱-۱۰ مسائل فصل یازدهم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیل‌ها ST37 می‌باشد.

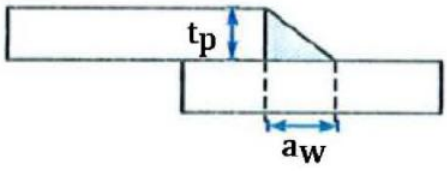
ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۱۱-۱

چنانچه در اتصال پوشی دو قطعه جوشی با شکل زیر در نظر گرفته شود، ضخامت مؤثر گلوگاه چقدر می‌باشد؟

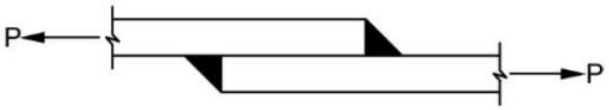
$$t_p = \kappa\,(mm), a_w = 20(mm)$$



تمرین ۱۱-۲

اتصال جوشی مطابق شکل زیر بین دو ورق با ابعاد PL 200*20mm با نیروی کششی نهایی P بارگذاری شده است. اندازه بعد جوش لازم را به دست آورید. از الکترود E60 و جوش کارگاهی با بازرسی چشمی استفاده می‌شود.

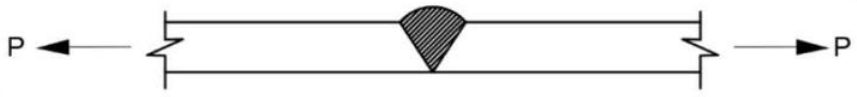
$$P = \kappa\,(ton)$$



تمرین ۱۱-۳

دو صفحه با عرض 300 mm و ضخامت t مطابق شکل زیر با جوش لب به هم متصل هستند. ظرفیت کششی نهایی اتصال (P) را بدست آورید.

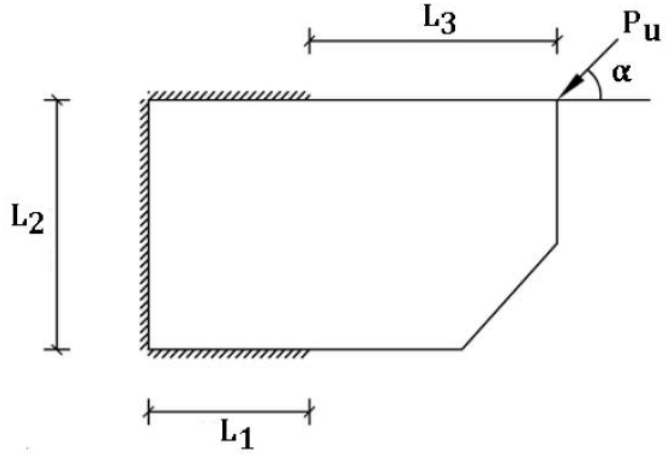
$$t = \kappa\,(mm)$$



تمرین ۱۱-۴

ورق لچکی منفرد جوش داده شده به ستون شکل زیر در نظر است. مطلوب است طرح جوش از الکترود E70 و فرض جوش در محل.

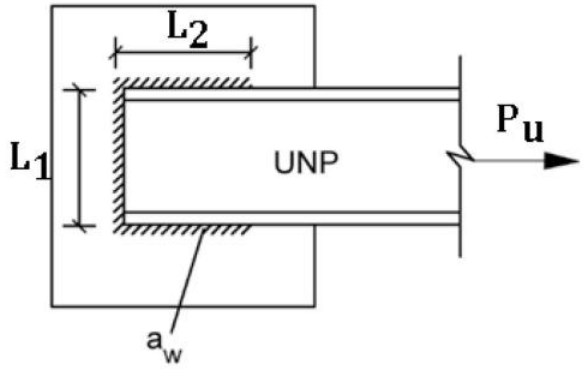
$$L_1 = 15mm, L_2 = \kappa(mm), L_3 = 25mm, \alpha = 45^o, P_u = \kappa(ton)$$



تمرین ۱۱-۵

مطلوب است محاسبه ظرفیت اتصال با الکترود E60 و بازرسی چشمی در کارگاه.

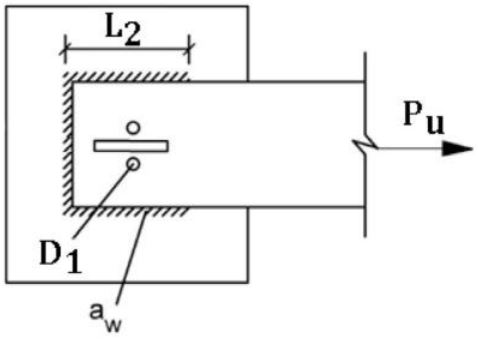
$$L_1 = 20cm, L_2 = \kappa(cm), a_w = 8mm$$



تمرین ۱۱-۶

مطلوب است محاسبه ظرفیت اتصال ورق شکل زیر با عرض ورق b_P و ضخامت ورق t_P با الکترود E70 و بازرسی چشمی در کارخانه. جوش‌های انگشتانه به قطر D_1 و جوش کام به طول $L_w = 10cm$ و پهنای شکاف $D_2 = 15mm$ می‌باشند. فاصله شکافهای جوش کام و سوراخ انگشتانه کنترل شود.

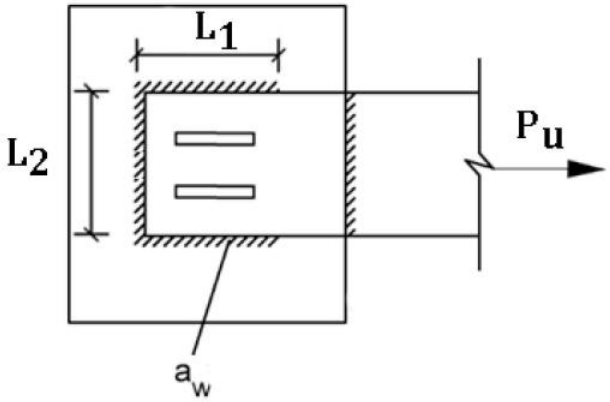
$$b_P = 20cm, t_P = 2cm, D_1 = \kappa(mm), L_2 = \kappa(cm), a_w = 10mm$$



تمرین ۱۱-۷

مطلوب است محاسبه ظرفیت اتصال ورق با ضخامت $t_P = 25mm$ با الکترود E60 آزمایش غیرمخرب رادیوگرافی. جوش‌های کام هر یک به طول $L_3 = 10cm$ و پهنای شکاف $D_w = 20mm$ می‌باشند.

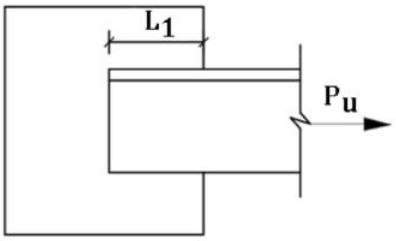
$$L_1 = \kappa(cm), L_2 = 15cm, a_w = 10mm$$



تمرین ۱۱-۸

مطلوب است محاسبه جوش اتصال نبشی L12x12x1.2cm با استفاده از ظرفیت کششی. نوع الکترود E60 و بازرسی چشمی در کارگاه مدنظر است.

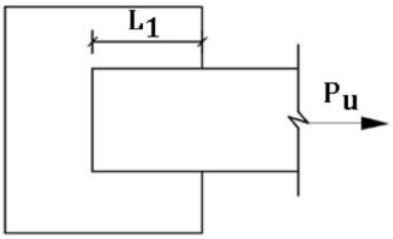
$$L_1 = \kappa(cm)$$



تمرین ۱۱-۹

مطلوب است محاسبه جوش اتصال با استفاده از ظرفیت کششی ورق. عرض ورق b_p و ضخامت آن $t_P = 10mm$ است. نوع الکترود E70 و بازرسی چشمی در کارگاه مدنظر است.

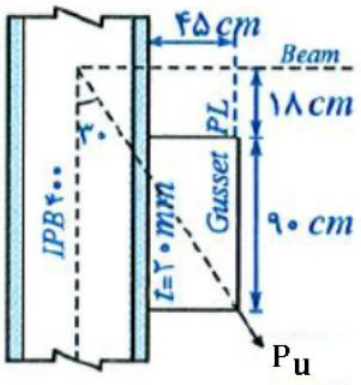
$$L_1 = \kappa(cm), b_P = \kappa(cm)$$



تمرین ۱۱-۱۰

در اتصال نشان‌داده‌شده حداقل بعد جوش لازم جهت اتصال ورق اتصال (Gusset plate) به بال ستون چقدر می‌باشد؟ نیروی نهایی موجود در مهاربند P_u و راستای آن مطابق شکل می‌باشد. برای ستون از نیمرخ IPB40 استفاده شده و اتصال ورق به بال ستون در کارخانه با نظارت چشمی انجام گرفته است. الکترود مورداستفاده از نوع E60 می‌باشد.

$$P_u = 2\kappa(ton)$$

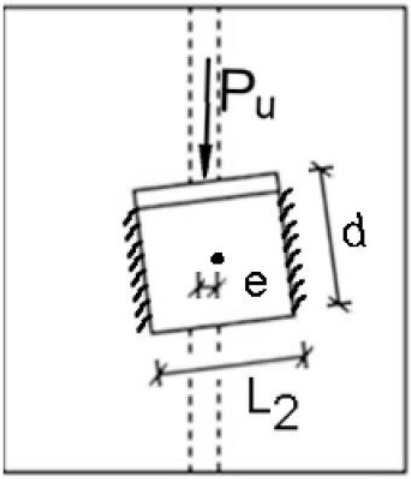


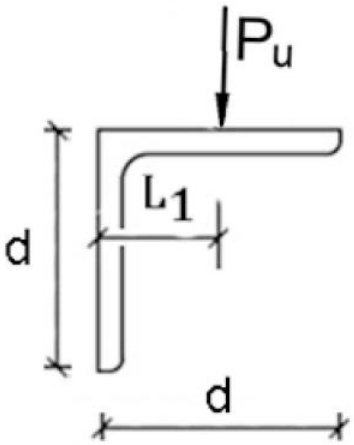
تمرین ۱۱-۱۱

جوش اتصال نشیمن مفصلی را برای نیروی نهایی P_u که با راستای قائم به‌اندازه ۲ درجه انحراف دارد، طرح نمایید. الکترود E70 و بازرسی چشمی در کارگاه مدنظر است. فاصله محل اثر نیرو از پشت بال نبشی L_1 است. مقطع نبشی L12x12x1.2cm بوده و طول نبشی L_2 است.

راهنمایی: باتوجه‌به زاویه انحراف نبشی، لازم است مقدار خروج از مرکزیت e برابر فاصله امتداد نیرو تا مرکز جوش محاسبه شود.

$$P_u = 0.25\kappa(ton), L_1 = 6cm, L_2 = 0.5\kappa(cm), \quad d = 12cm$$


Pu
d
e
L2


Pu
L1
d
d

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

فصل ۱۲

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۱۲

طراحی اتصالات مفصلی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد یک) ـ محسن گرامی

فهرست:

۱۲ـ۱	پیشگفتار	۲
۱۲ـ۲	طراحی اتصال ساده با نبشی نشیمن	۳
۱۲ـ۳	طراحی اتصال ساده با نبشی جان	۱۱
۱۲ـ۴	طراحی اتصال ساده با نشیمن تقویت شده (اتصال براکت)	۱۹
۱۲ـ۵	مسائل فصل	۲۸

۵-۱ پیشگفتار

بررسی دقیق عملکرد اتصالات در سازه‌های فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و عدم دقت در طراحی و اجرای اتصالات در این سازه‌ها، نه‌تنها موجب خرابی در خود اتصال می‌شود، بلکه اثرات ویران‌کننده‌ای نیز بر اعضای سازه و در نتیجه کل سازه خواهد داشت. بر اساس اطلاعات موجود، اغلب ویرانی‌ها در سازه‌های فولادی در اثر ضعف عملکرد اتصالات گزارش شده است؛ بنابراین درک صحیح از رفتار سازه‌ای اتصال و آگاهی مناسب از نحوه انتقال نیرو توسط آن، برای طراحی یک اتصال ایمن و اقتصادی ضروری است. در طراحی یک اتصال در یک سازه فولادی باید علاوه بر حصول اطمینان از نحوه صحیح انتقال نیرو، به اجرایی بودن و امکان ساخت آن با امکانات موجود توجه نمود. این موضوع در مورد سازه‌هایی که قرار است در مقابل نیروهای ناشی از اثرات زلزله مقاوم باشند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. این فصل به دو قسمت عمده زیر تقسیم می‌شود:

الف ــ اتصالات تیر به ستون

ب ــ وصله تیرها و ستون‌ها

بر حسب درجه صلبیت، اتصالات تیر به ستون به سه رده زیر تقسیم می‌شوند:

الف) اتصالات ساده

در این اتصالات،گیرداری چرخشی در انتهای اعضا در حدی که عملاً امکان آن وجود دارد، پایین نگاه‌داشته می‌شود. اگر زاویه اصلی بین اعضای متقاطع امکان تغییری تا حدود ۸۰ درصد مقدار چرخش تئوریک اتصال مفصلی و کاملاً بدون اصطکاک را دارا باشد، اتصال را می‌توان ساده محسوب نمود.

ب) اتصالات نیمه صلب

در این اتصالات، درجه صلبیت بین ۲۰ تا ۹۰ درصد است. به‌عبارت‌دیگر می‌توان فرض کرد که در اتصالات نیمه صلب لنگر انتقالی توسط اتصال، نه مانند اتصالات ساده صفر یا مقدار کوچکی است و نه مثل اتصال صلب انتقال کامل لنگر را داریم. محدودیت استفاده از این نوع اتصال عمدتاً به‌خاطر اشکالاتی است که در تخمین صحیح درجه گیرداری آنها وجود دارد. در این فصل به طراحی اتصالات ساده و صلب می‌پردازیم.

ج) اتصالات صلب

در این اتصالات پیوستگی کامل در محل اتصال برقرار است به‌گونه‌ای که زاویه اولیه بین اعضای متقاطع در محل اتصال ثابت نگاه‌داشته می‌شود. این عمل با تأمین درجه گیرداری چرخشی در حدود ۹۰ درصد یا بیشتر که برای جلوگیری از تغییر زاویه ضرورت دارد، انجام می‌پذیرد.

در این نوع اتصال فرض می‌شود که تیر در محل اتصال می‌تواند کاملاً دوران نماید. بدیهی است این فرض جنبه تئوری دارد و در عمل درصدی گیرداری ایجاد می‌شود. این اتصال برای انتقال نیروی برشی طرح می‌گردد. انواع اتصالات ساده عبارت‌اند از:

الف) اتصال ساده با نبشی نشیمن

ب) اتصال ساده با نبشی جان

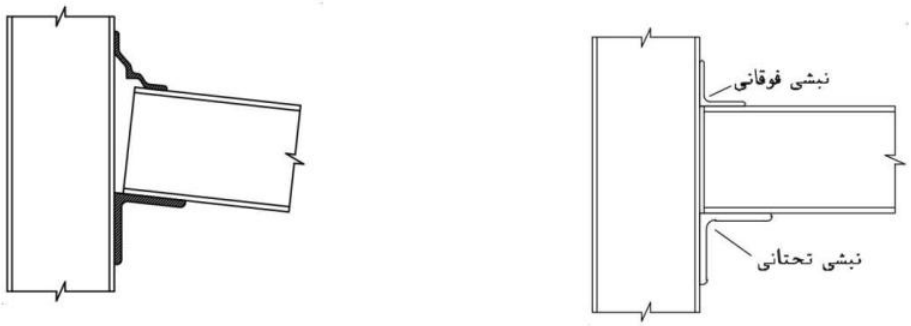
پ) اتصال ساده با نشیمن تقویت شده (اتصال براکت)

ت) اتصال خورجینی (اتصال قیچی)

ث) اتصال با نبشی‌های جان یک‌طرفه

۵-۲ طراحی اتصال ساده با نبشی نشیمن

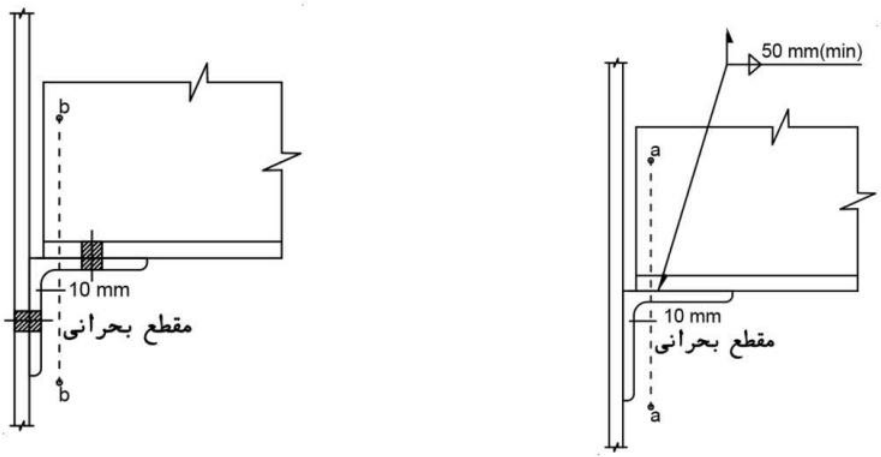
این اتصال، از اتصالات ساده ارتجاعی است که امکان دوران انتهایی تیر به همراه قطعات اتصال ممکن است. در این نوع اتصالات تیر بر روی یک نشیمن تقویت نشده (انعطاف‌پذیر) قرار می‌گیرد. این اتصال متشکل از یک نبشی نشیمن می‌باشد که به‌کمک جوش یا پیچ به ستون متصل است. برای جلوگیری از چپ شدن تیر، لازم است حداقل یک نبشی در بال فوقانی و یا جان تیر، برای اتصال به ستون در نظر گرفته شود. این نبشی باید انعطاف‌پذیر باشد تا از چرخش تکیه‌گاهی تیر جلوگیری ننماید. تیر باید به‌کمک پیچ و یا جوش به نبشی نشیمن متصل گردد. در شکل ۱ــ۱۲ اتصال ساده با نبشی نشیمن و چگونگی تغییر شکل اتصال نشان داده شده است. این نوع اتصالات برای تحمل عکس‌العملهای ۱۵ تا ۲۰ تن مورداستفاده قرار می‌گیرند.



الف) اتصال نشیمن تقویت نشده **ب) تغییر شکل نبشی نشیمن انعطاف‌پذیر**

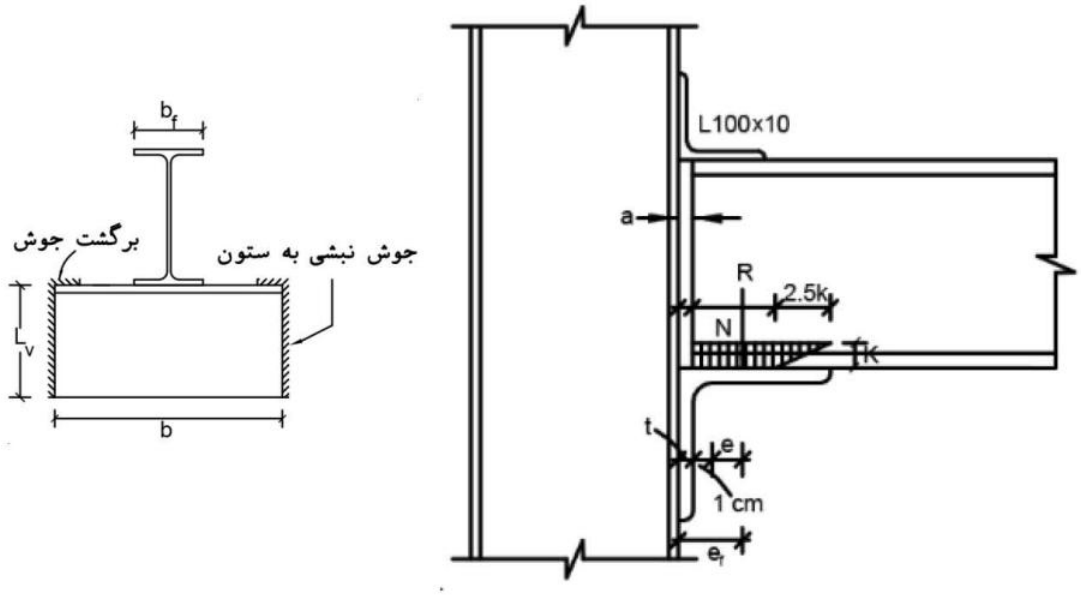
شکل ۱ــ۱۲ اتصال با نبشی نشیمن انعطاف‌پذیر

مطابق شکل ۲ــ۱۲ مقطع بحرانی برای تعیین ضخامت نبشی نشیمن، آغاز گردی گوشه نبشی در بال افقی در نظر گرفته می‌شود. این مقطع حدوداً در فاصله $r_1 = 10mm$ از وجه نبشی منظور می‌گردد.



شکل ۲ــ۱۲ مقطع بحرانی برای تعیین ضخامت نبشی

لنگر خمشی در مقطع بحرانی نبشی و محل اتصال به بال ستون، از ضرب واکنش تکیه‌گاهی در برون محوری‌های e_f, e بدست می‌آید. واکنش تکیه‌گاهی در مرکز هندسی توزیع تنش تماسی مانند آنچه در شکل ۳ـ۱۲ آمده در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳ـ۱۲ اعمال واکنش تکیه‌گاهی در مرکز هندسی توزیع تنش تماسی

N طول تماس تیر و نبشی نشیمن

طراحی نشیمن تقویت نشده شامل مراحل زیر است:

الف- تعیین واکنش تیر در حالت ضریب دار R_u

ب- تعیین عرض نشیمن

طول تکیه‌گاه تیر با نبشی، باتوجه‌به عدم جاری شدن موضعی جان محاسبه می‌شود:

$$R_u \le \phi R_n$$
$$R_u \le \phi(2.5K + N)F_{yw}t_w \qquad ۱۲_۱$$
$$N \ge \frac{R_u}{\phi F_{yw}t_w} - 2.5K \ge K \ , \ \phi = 1$$

R_u عکس‌العمل ضریب دار تکیه‌گاهی

N طول تماس تیر با نبشی

t_w ضخامت جان تیر

K فاصله سطح خارجی بال تا آغازگردی بین جان و بال

a' فاصله آزاد مونتاژ (فرض مناسب حدود ۱ تا ۲ سانتیمتر)

$$عرض\ نشیمن \ge N + a' \qquad ۱۲_۲$$

حداقل فاصله آزاد مونتاژ که فاصله آزاد میان تیر و ستون است، ۲ سانتیمتر و حداقل عرض نشیمن ۱۰ سانتی‌متر توصیه می‌شود (عملاً با تعیین عرض نشیمن، شمارهٔ نبشی تعیین می‌گردد).

پ- کنترل لهیدگی جان تیر

با تعیین N، ضوابط لهیدگی جان بررسی می‌شود:

۱۲ـ۳

$$R_u \le \phi R_n \quad ,(\phi = 0.75)$$

R_n به شرح زیر محاسبه می‌گردد.

درصورتی‌که $\frac{N}{d} \le 0.2$ باشد:

۱۲ـ۴

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3\left[\frac{N}{d}\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

در صورتی که $\frac{N}{d} > 0.2$ باشد:

۱۲ـ۵

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + (\frac{4N}{d} - 0.2)\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

F_{yw} تنش تسلیم فولاد جان برحسب Kg/cm^2

t_w ضخامت جان تیر برحسب (cm)

d ارتفاع نیمرخ تیر (cm)

R_u واکنش تکیه‌گاهی ضریب دار

R_n مقاومت اسمی

ϕ ضریب کاهش مقاومت

N : طول تکیه‌گاهی تیر با نبشی (cm)

t_f ضخامت بال تیر برحسب (cm)

E مدول الاستیسیته فولاد

برای مقاطع IPE14~IPE30 مقدار t_f/t_w عددی بین ۱/۴۷ تا ۱/۵۱ است. چنانچه این نسبت با عدد تقریبی ۱/۵۰ جایگزین گردد، روابط فوق برای فولاد S235 به این صورت ساده می‌گردند:

$$\frac{N}{d} \le 0.2 \rightarrow R_n = 34.3\, t_w^2 \left(1 + 1.63\frac{N}{d}\right) \rightarrow N_{req} \ge \frac{d}{1.63}\left(\frac{R_u/\phi}{34.3\, t_w^2} - 1\right)$$

$$\frac{N}{d} > 0.2 \rightarrow R_n = 34.3\, t_w^2 \left(0.89 + 2.18\frac{N}{d}\right) \rightarrow N_{req} \ge \frac{d}{2.18}\left(\frac{R_u/\phi}{34.3\, t_w^2} - 0.89\right)$$

چنانچه لهیدگی جوابگو نباشد، عرض تکیه‌گاه باید اصلاح شود و یا از سخت‌کننده قائم و یا ورق تقویتی جان استفاده گردد.

ت- تعیین طول نبشی

طول نبشی (b) طبق شکل ۳ـ۱۲ به اندازه ۱/۵ سانتیمتر از هر طرف، از b_f تیر بزرگتر انتخاب می‌شود.

۱۲ـ۶

$$b_{f_b} + 3cm \le b \le b_{f_c} - 3cm$$

ث- تعیین بازوهای لنگر e, e_f

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، مقطع بحرانی خمش در نبشی در فاصله ۱۰ میلیمتری از سطح داخلی نبشی در نظر گرفته می‌شود که باتوجه‌به شکل ۴ـ۱۲ نتیجه می‌شود:

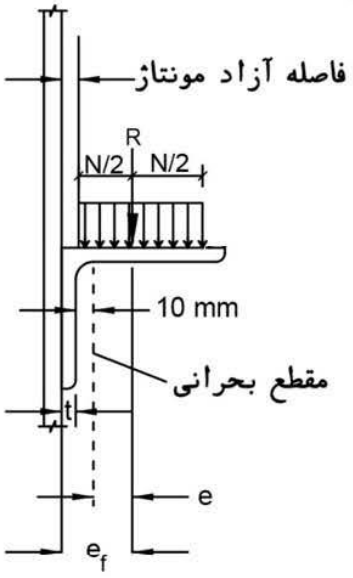
$$e_f = a' + \frac{N}{2} \qquad ۱۲ـ۷$$

$$e = e_f - t - 1\,cm \qquad ۱۲ـ۸$$

e برون محوری R_u از مقطع بحرانی خمش

e_f برون محوری R_u از هر ستون

t ضخامت بال نبشی



شکل ۴ـ۱۲ توزیع تنش در محل اعمال واکنش تکیه‌گاهی

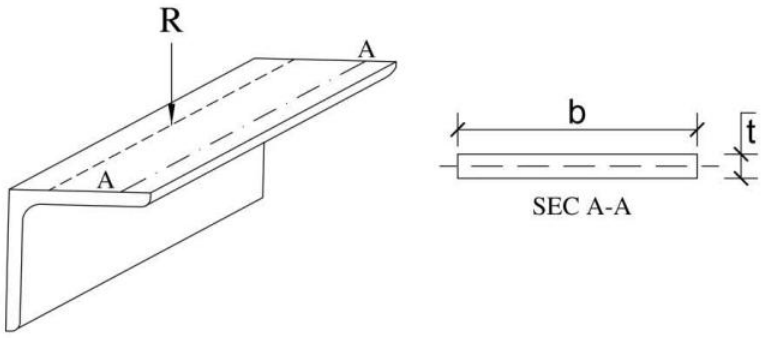
ج- تعیین ضخامت نبشی t و بدست آوردن L_w

لنگر خمشی در مقطع بحرانی نبشی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_u = R_u e \le \phi M_n \qquad ۱۲ـ۹$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

از طرفی اساس مقطع نبشی در مقطع بحرانی، طبق شکل ۵ـ۱۲ برابر است با:



شکل ۵ـ۱۲ اساس مقطع نبشی در خمش حول محور y

$$S_y = \frac{bt^2}{6} \qquad \text{۱۲ـ ۱۰}$$

$$Z_y = \frac{bt^2}{4} \qquad \text{۱۲ـ ۱۱}$$

ضخامت نبشی بر اساس خمش:

$$M_n = M_P = Z_y F_y \le 1.6 S_y F_y \qquad \text{۱۲ـ ۱۲}$$

در رابطه فوق مقدار $Z_y F_y$ کنترل کننده می‌باشد. با قرار دادن ۱۱ـ۱۲ در ۱۱ـ۱۲ ظرفیت خمشی بدست می‌آید. لازم به ذکر است در مقطع مستطیلی $Z = 1.5\,S$ می‌باشد. بنابراین برای محاسبه M_P عبارت $Z_y F_y$ تعیین کننده خواهد بود.

$$M_n = \frac{bt^2}{4} F_y \qquad \text{۱۲ـ ۱۳}$$

و در نتیجه ضخامت نبشی بر اساس رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_u \le \phi_b M_n \quad , \quad (\phi_b = 0.9)$$
$$t \ge \sqrt{\frac{4M_u}{\phi_b b F_y}} \qquad \text{۱۲ـ ۱۴}$$

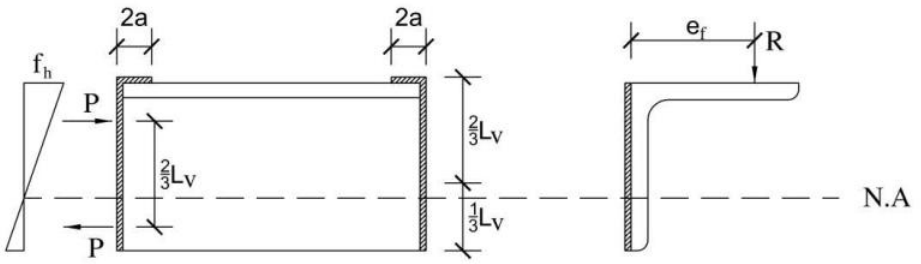
t: ضخامت نبشی

با تعیین ضخامت، نوع نبشی (شماره نبشی) و طول L_v تعیین می‌شود.

چ- محاسبه جوش اتصال نبشی به ستون

در مورد طراحی جوش‌های اتصال لازم به توضیح است که جوش‌های تیر به نبشی نشیمن و نبشی فوقانی معمولاً نیازی به طراحی ندارند و حداقل مقدار جوش جوابگو است و فقط جوش نبشی به ستون در این مرحله محاسبه می‌شود.

جوش اتصال نبشی به ستون بر اساس روابط ترکیب تنش برشی و خمشی طراحی می‌گردد، باتوجه‌به شکل ۶ـ۱۲ نتیجه می‌شود:



شکل ۶ـ۱۲ نمایش مشخصات جوش اتصال

تنش برشی ناشی از بار وارده:

$$f_V = \frac{R_u}{A_w} = \frac{R_u}{2L_V t_e} \qquad \text{۱۲ـ ۱۵}$$

تنش برشی حاصل از لنگر خروج از مرکزیت از رابطه زیر برابر است با:

$$f_h = \frac{M}{S} = \frac{3R_u e_f}{L_V^2 t_e} \qquad \text{۱۲ـ ۱۶}$$

حداکثر تنش برشی برابر می‌شود با:

$$f_{ur} = \sqrt{f_h^2 + f_V^2} \qquad \text{۱۲ـ ۱۷}$$

در نتیجه:

$$f_{ur} = \frac{R_u}{L_V t_e}\sqrt{(\frac{3e_f}{L_V})^2 + 0.25} \qquad \text{۱۲ـ ۱۸}$$

با قرار دادن ۱۸ـ۱۲ در رابطه $f_{ur} \le \phi F_{nw}$ ضخامت موثر گلوی جوش بدست می‌آید:

$$t_e \ge \frac{R_u}{\phi F_{nw} L_V}\sqrt{(\frac{3e_f}{L_V})^2 + 0.25} \qquad \text{۱۲ـ ۱۹}$$

t_e ضخامت موثر گلوی جوش

ح- کنترل بعد جوش به‌دست‌آمده:

بعد جوش بدست آمده باید بیشتر یا مساوی a_w^{min} (از جدول) باشد و از طرفی از a_w^{max} تجاوز نکند. $a_w^{max} = t - 2mm$ است.

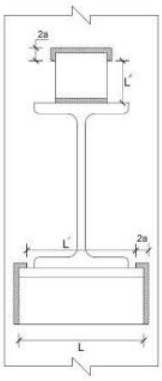
$$a_w^{min} \le a_w \le a_w^{max}$$

خ- نکات اجرایی

الف) نبشی فوقانی از حرکت بال تیر جلوگیری می‌کند و محاسباتی نیست و معمولاً از L8 یا L10 استفاده می‌شود.

ب) جوش نبشی نشیمن به ستون، جوش کارخانه‌ای و جوش نبشی بالا به ستون، جوش کارگاهی است.

ج) طبق شکل ۷ـ۱۲ نبشی نشیمن در فاصله L جوش نمی‌شود، زیرا این قسمت تحمل خمش را ندارد و فقط برش را تحمل می‌کند. فاصله L' نیز به منظور قرارگیری صحیح تیر در اتصال جوش نمی‌شود. همچنین دو قسمت L'' در نبشی فوقانی به هیچ وجه نبایستی جوش شوند زیرا در این صورت فرض مفصلی بودن و دوران تکیه‌گاهی نقض می‌شود.



شکل ۷ـ۱۲ نمایش جوش نبشی فوقانی و تحتانی در اتصال

مثال ۵-۱

هر گاه عکس‌العمل ضریب دار تیری از IPE20 برابر 10ton باشد، اتصال آن را به بال ستون IPB24 به‌کمک نبشی نشیمن طرح کنید. الکترود E60 و جوش در محل فرض شود.

حل:

$IPE20: K = 2.05cm, t_{wb} = 0.56cm, b_f = 10cm, t_f = 0.85cm, d = 20cm, a' = 2cm$

گام ۱- تعیین واکنش تکیه‌گاهی ضریب دار

$R_u = 10ton$

گام ۲- تعیین عرض نشیمن

$$N = \frac{R_u}{\phi F_{yw} t_w} - 2.5k = \frac{10000}{1\times2400\times0.56} - 2.5 \times 2.05 = 2.31 \geq k$$

عرض نشیمن $\geq N + a' = 2.31 + 2 = 4.31cm$

گام ۳- کنترل لهیدگی در جان تیر

$$\frac{N}{d} = \frac{2.31}{20} = 0.11 < 0.2$$

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + 3\left[\frac{N}{d}\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0.4 \times 0.56^2 \left[1 + 3(\frac{2.31}{20})(\frac{0.56}{0.85})^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 2400 \times 0.85}{0.56}} = 13004.45\ kg$$

$$R_u \le \phi R_n \quad ,(\phi = 0.75)$$

$$10'000\ kg \le 0.75 \times 13004.45 = 9753.34\ kg$$

لهیدگی در جان رخ می‌دهد؛ بنابراین می‌توان با تقویت ورق جان و یا تغییر شمارهٔ پروفیل مشکل جاری شدن جان را برطرف نمود. ضمناً با افزایش N این مشکل را بر طرف می‌کنیم.

N=4

عرض نشیمن $\ge N + a' = 4 + 2 = 6\ cm$

$$\frac{N}{d} = \frac{4}{20} = 0.2 \le 0.2$$

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3\left[\frac{N}{d}\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right]\sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0.4 \times 0.56^2 \left[1 + 3(\frac{4}{20})(\frac{0.56}{0.85})^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 2400 \times 0.85}{0.56}} = 14491.75\ kg$$

$$R_u \le \phi R_n \quad ,(\phi = 0.75)$$

$$10000kg \le 0.75 \times 14491.75 = 10868.82\ kg$$

گام ۴- تعیین طول نبشی

(بعد ستون ۲۴ سانتیمتر است)

$$b \le b_{fc} - 3cm \rightarrow b \le 24 - 3 = 21cm$$

$$b \ge b_{fb} + 3 = 10 + 3 = 13cm$$

گام ۵- تعیین بازوهای لنگر

$$e_f = a' + \frac{N}{2} = 2 + \frac{4}{2} = 4\ cm$$

$$e = e_f - t - 1 = 4 - t - 1 = 3 - t$$

گام ۶- تعیین ضخامت نبشی

$$M_u = R_u e = 10 \times 10^3 \times (3 - t)$$

$$M_u \le \phi_b M_n \quad , \quad \phi_b = 0.9 \quad , \quad M_n = \frac{bt^2}{4} F_y$$

$$10 \times 10^3 \times (3 - t) \le 0.9 \frac{13t^2}{4} 2400 \rightarrow t \ge 1.47cm$$

نبشی L15x15x1.5 انتخاب می‌شود (لازم به ذکر است با انتخاب نبشی L15 مقدار عرض نشیمن برابر ۱۵ سانتیمتر می‌شود).

گام ۷- محاسبه جوش نبشی نشیمن به ستون

$$t_e \geq \frac{R_u}{\phi F_{nw} L_v}\sqrt{(\frac{3e_f}{L_v})^2 + 0.25}$$

$$t_e \geq \frac{10 \times 10^3}{0.75(0.6 \times 4200) \times 15}\sqrt{(\frac{3 \times 4}{15})^2 + 0.25} = 0.34\ cm$$

$\Rightarrow a'_w = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.34}{0.707} = 0.48\ cm$ مقدار اولیه بعد جوش

گام ۸- کنترل بعد جوش به‌دست‌آمده:

$$\boldsymbol{a_w^{min} = 6mm \leq a'_w = 4.8mm \leq a_w^{max} = 15 - 2 = 13mm}$$

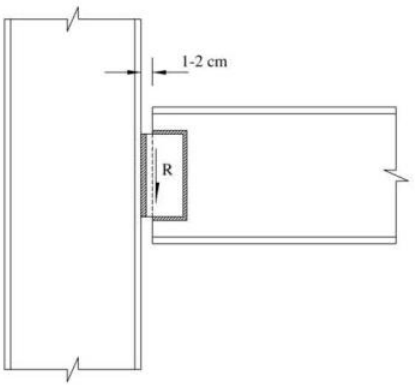
$$\rightarrow a_w = 7\ mm$$

ساق جوش ۷ میلیمتر قرار داده می‌شود.

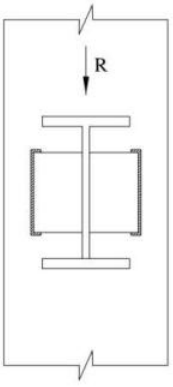
۵-۳ طراحی اتصال ساده با نبشی جان

استفاده از نبشی جان یکی از روش‌های ساده و معمول در اجرای اتصال مفصلی تیر به ستون و یا تیر به تیر است. این اتصال نیز از اتصالات ساده ارتجاعی است که امکان دوران انتهایی تیر به همراه قطعات اتصال در آن ممکن است؛ بنابراین نبشی باید تا سرحدّ امکان انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شود.

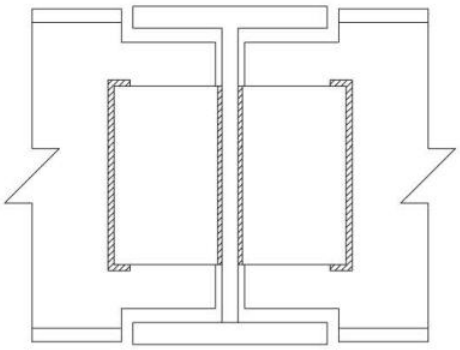
وقتی که از نبشی جان برای اتصال تیر به ستون استفاده می‌گردد، فاصله آزادی در حدود ۱ تا ۲ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود تا نصب تیر ساده باشد. در شکل ۸ــ۱۲ اتصال یک تیر I شکل به بال ستون توسط یک جفت نبشی نشان داده شده است. وقتی که اتصال تیر به شاهتیر به نحوی انجام می‌گیرد که بال‌های فوقانی هر دو در یک تراز واقع می‌شوند، باید قسمتی از بال تیرچه را زبانه کرد، در این حالت مقطع فقط مقدار کمی از بال خود را که در تحمل برش نقش ناچیزی دارد، از دست می‌دهد، بنابراین زبانه کردن تیرها فقط مقدار کوچکی از مقاومت برشی اولیه می‌کاهد.



ب) اتصال نبشی جان از نمای کناری



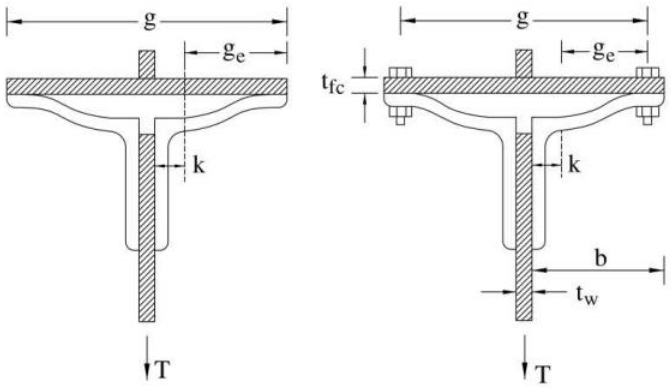
الف) اتصال نبشی جان از روبرو



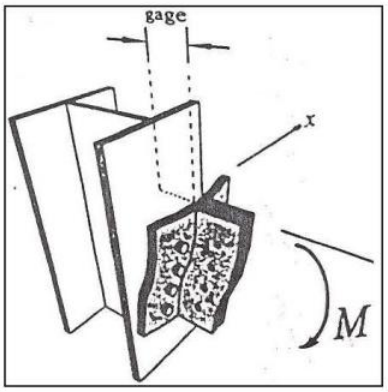
ج) اتصال تیرچه به تیر اصلی

شکل ۸ـ۱۲ اتصال ساده تیر با نبشی جان

از این نوع اتصال انتظار می‌رود که علاوه بر انعطاف‌پذیری قابل‌ملاحظه، فقط قادر باشد نیروی برشی را انتقال دهد. عملکرد واقعی اتصال ساده به‌کمک نبشی جان به‌گونه‌ای است که لنگر خمشی ناچیزی را از تیر به ستون منتقل می‌کند. برای اتصال با عملکرد کاملاً انعطاف‌پذیر، امکان ایجاد تغییر شکل کافی، پارامتر مهمی محسوب می‌شود. اتصالات به‌کمک نبشی جان باید قادر باشند هماهنگی لازم با چرخش تیر با فرض تکیه‌گاه‌های ساده را فراهم نمایند. پس از اعمال نیرو و وقوع چرخش در اتصال، قسمت بالایی اتصال نبشی به بال یا جان ستون تحت کشش و بخش پایینی آن تحت‌فشار خواهد بود. شکل ۹ـ۱۲ تغییر شکل نبشی‌ها در اتصال و عملکرد قسمت فوقانی نبشی‌های اتصال به ستون را نشان می‌دهد.



الف) تغییر شکل نبشی‌ها در اتصال



ب) عملکرد قسمت فوقانی نبشی‌های اتصال

شکل ۹ ـ ۱۲ تغییر شکل اتصال با نبشی جان

مراحل طراحی اتصال با نبشی جان به‌صورت زیر است:

الف- تعیین واکنش تکیه‌گاهی ضریب دار

واکنش تکیه‌گاهی ضریب دار بر اساس بارگذاری به دست می‌آید. به‌عنوان‌مثال برای تیر ساده با بارگسترده داریم:

$$R_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

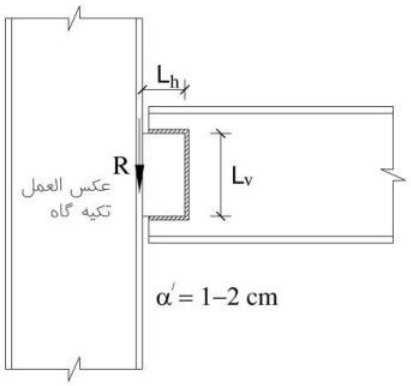
ب- تعیین Lh برای حدس اولیه شماره نبشی

به‌عنوان حدس اولیه معمولاً از L6 یا L12 متناسب با نمرهٔ پروفیل استفاده می‌شود.

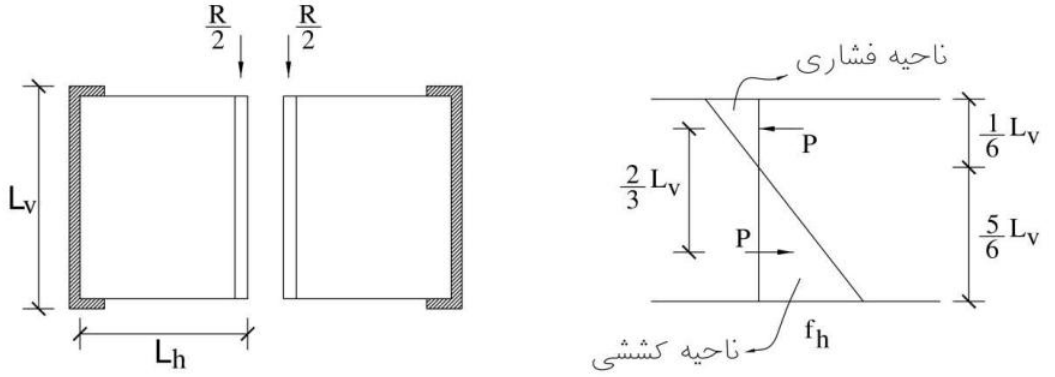
توجه: ضخامت نبشی در حدود ضخامت جان تیر، بعد نبشی ترجیحاً بعد پایین استفاده شود. اگر بعد زیاد شود گیرداری اتصال و بعد جوش آن بالا می‌رود. ارتفاع نبشی نیز طوری اختیار شود که نبشی داخل جان تیر بتواند قرار گیرد و فضای کافی برای جوشکاری وجود داشته باشد.

پ- انتخاب L_v

L_v باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که نبشی در ناحیه صاف جان تیر قرار گیرد. به‌عنوان توصیه می‌توان L_v را کوچک‌تر یا مساوی d- 2K و یا $\frac{2}{3}d$ در نظر گرفت (d ارتفاع تیر است). در شکل ۱۰ ـ ۱۲ L_v و L_h در نبشی‌های اتصال نشان داده شده است.



الف) نمایش L_v و L_h در نبشی اتصال



ب) نمایش توزیع تنش در جوش نبشی به ستون

شکل ۱۰ـ۱۲ اتصال ساده با نبشی جان

ت- کنترل کفایت سایز نبشی بر اساس معیار برش

برای کنترل کفایت نبشی انتخاب شده و ارتفاع آن برای تحمل واکنش‌های تکیه‌گاهی بر اساس معیار برش، به‌صورت زیر عمل می‌شود:

$$V_u \le \phi_v V_n$$
$$V_u = \frac{R_u}{2} \qquad \text{۱۲ـ۲۰}$$
$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad , \quad A_w = L_v t$$

$\phi_v = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

t ضخامت نبشی

L_v ارتفاع نبشی

C_v ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\frac{L_v}{t} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0 \quad , \quad (k_v = 5) \qquad \text{۱۲ـ۲۱}$$

اگر در ۱۲ـ۲۱ مقادیر k_v و E و F_y قرار داده شود، نتیجه می‌شود:

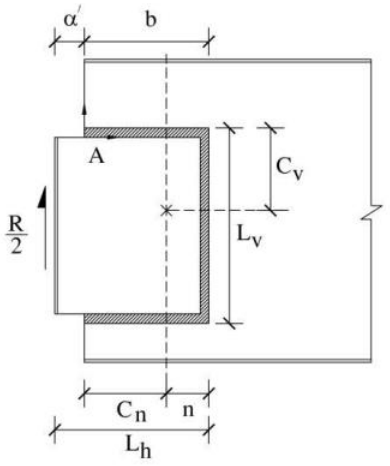
$$\frac{L_v}{t} \leq 73$$ ۱۲ــ ۲۲

اگر نبشی مورد بررسی جوابگو نبود، باید ابعاد نبشی اصلاح گردد.

ث- کنترل تنش در جوش نبشی به تیر (جوش ناودانی شکل)

با فرض آنکه واکنشی در لبه نبشی باشد، این واکنش نسبت به مرکز جوش ایجاد لنگر می‌کند که این لنگر حول محوری عمود بر صفحه جوش است که در این صورت به‌عنوان لنگر پیچشی خواهد بود. پس جوش موردنظر تحت اثر هم‌زمان نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی می‌شود.

در این صورت پارامترهای طراحی و مؤلفه‌های حاصل از تنش، طبق شکل ۱۱ــ۱۲ عبارت‌اند از:



شکل ۱۱ــ۱۲ پارامترهای جوش نبشی جان به تیر

a': ۱ تا ۲ سانتیمتر

$$A_w = 2b + L_v$$
$$b = L_h - a'$$ ۱۲ــ ۲۳

A_w مساحت جوش با فرض t_e=1cm

$$T_u = \frac{R_u}{2}(L_h - n)$$ ۱۲ــ ۲۴

T لنگر پیچشی اعمالی بر جوش

مرکز سطح و لنگر اینرسی قطبی جوش از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$n = \frac{b^2}{2b+L_v}$$ ۱۲ــ ۲۵

$$I_p = \frac{(2b+L_v)^3}{12} - \frac{b^2(b+L_v)^2}{2b+L_v}$$ ۱۲ــ ۲۶

مؤلفه‌های تنش حاصل از پیچش در نقطه A (نقطه بحرانی) عبارت‌اند از:

$$f_h = \frac{T_u(L_v/2)}{I_p} = \frac{R_u}{2}(L_h - n)\frac{(L_v/2)}{I_p} \qquad ۱۲_۲۷$$

$$f_v = \frac{T_u C_n}{I_p} = \frac{R_u}{2}(L_h - n)\frac{C_n}{I_p} \quad ; \quad C_n = b - n \qquad ۱۲_۲۸$$

f_h مولفه افقی حاصل از پیچش

f_v مولفه قائم حاصل از پیچش

مؤلفه تنش حاصل از برش در نقطه A برابر است با:

$$f'_v = \frac{R_u}{2A_w} = \frac{R_u}{2(2b+L_v)} \qquad ۱۲_۲۹$$

f_v' مولفه قائم حاصل از برش

از ترکیب دو مؤلفه افقی و قائم جوش و با فرض استفاده از الکترود E60 و بازرسی چشمی در محل، تنش کل برابر است با:

$$f_{ur} = \sqrt{f_h^2 + (f_v + f'_v)^2} \le R_{nw} \qquad ۱۲_۳۰$$

در صورتی که ۳۰ـ۱۲ برقرار نباشد، یعنی بعد جوش بدست آمده از a_{max} تجاوز کند، می‌توان با افزایش طول L_v، بعد جوش را کاهش داد. به‌گونه‌ای که $a_w^{min} \le a_w \le a_w^{max}$ شود. همانگونه که قبلاً اشاره شد در تعیین بعد جوش نبشی به تیر $a_w^{max} = 0.75\ t_{wb}$ در اکثر موارد تعیین‌کننده است. لازم به ذکر است که جوش نبشی به تیر، کارخانه‌ای و جوش نبشی به ستون کارگاهی است.

ج- محاسبه بعد جوش نبشی به ستون

در طراحی این جوش، فرض می‌شود که تنش تکیه گاهی در مرکز ثقل جوش قرار دارد. ازآنجاکه محور لنگر در صفحه جوش قرار دارد، جوش تحت اثر لنگر خمشی می‌باشد. جوش مذکور که تحت اثر هم‌زمان برش و خمش قرار دارد و در صفحه yz قرار دارد، نیروی برشی در راستای صفحه جوش، تنش ایجاد می‌کند و لنگر خمشی در راستای عمود بر صفحه جوش (x) تنش ایجاد می‌کند. در محاسبه تنش ناشی از نیروی برشی از برگشت جوش صرف‌نظر می‌شود. تنش ناشی از نیروی برشی برابر است با:

$$f_v = \frac{R_u}{2L_v} \qquad ۱۲_۳۱$$

$$f_x = \frac{M_u}{S} = \frac{R_u(L_h - n)}{S} \qquad ۱۲_۳۲$$

در محاسبه تنش کششی ناشی از خمش، از برگشت جوش صرف‌نظر نمی‌شود.

شکل جوش به‌صورت دو نبشی می‌باشد. باتوجه‌به این موضوع و محاسبه اساس مقطع جوش f_x به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$f_x = \frac{M_u}{S} = \frac{3R_u(L_h - n)}{L_v^2} \qquad ۱۲_۳۳$$

از ترکیب تنشها نتیجه می‌شود:

$$f_{ur} = \sqrt{f_x^2 + f_v^2} = \frac{R_u}{L_v}\sqrt{\left(\frac{3(L_h - n)}{L_v}\right)^2 + 0.25} \le R_{nw} \qquad ۱۲_۳۴$$

از ۳۴ـ۱۲ بعد جوش محاسبه می‌شود.

چ- کنترل بعد جوش به‌دست‌آمده

بعد جوش بدست آمده باید در محدوده $a_w^{min} \le a_w \le a_w^{max}$ قرار گیرد. اگر جوش نبشی به ستون و جوش نبشی به جان تیر یکسان باشد، حتماً باید رابطه $a_w^{max} = 0.75\ t_{wb}$ کنترل شود، زیرا در اکثر موارد تعیین کننده است.

با تغییر L_v بعد جوش نبشی به ستون تغییر می‌کند و این دو، رابطه عکس دارند. حالت بهینه زمانی رخ می‌دهد که L_v انتخاب شود که $a_w^{min} \le a_w \le a_w^{max}$ برقرار شود.

مثال ۵-۲

مطلوب است طراحی اتصال تیر فرعی IPE18 به تیر اصلی با مقطع IPE22 در صورتیکه از الکترود E60 و جوش کارگاهی با کنترل چشمی استفاده شود. واکنش تیر فرعی ناشی از بار مرده 1.5tonf و ناشی از بار زنده 1.0tonf می‌باشد.

حل:

گام ۱- محاسبه واکنش تکیه‌گاهی نهایی:

$$\begin{cases} 1.4P_D = 1.4 \times 1.5 = 2.1\ ton \\ 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 1.5 + 1.6 \times 1 = 3.4\ ton \end{cases} \rightarrow R_u = max(2.1\ ,3.4) = 3.4\ ton$$

مشخصات IPE18 و IPE22 به شرح زیر می‌باشد:

$$IPE18\ (d = 18cm,\quad b_f = 9.1cm, t_f = 0.8cm, t_w = 0.53cm, K = 1.7cm)$$
$$IPE22\ (d = 22cm,\ b_f = 11cm, t_f = 0.92cm, t_w = 0.59cm, K = 2.12cm)$$

گام ۲- انتخاب پروفیل نبشی

ارتفاع نبشی بگونه‌ای انتخاب می‌شود که در داخل مقطع تیر با ابعاد کوچک‌تر قرار گیرد و همچنین جا برای جوشکاری وجود داشته باشد. برای حدس اولیه L6 انتخاب می‌شود.

$$L_h = 6\ cm$$
$$L_v \le \frac{2}{3} \times 18 \Longrightarrow L_v \le 12\ cm \Longrightarrow L_v = 12\ cm$$

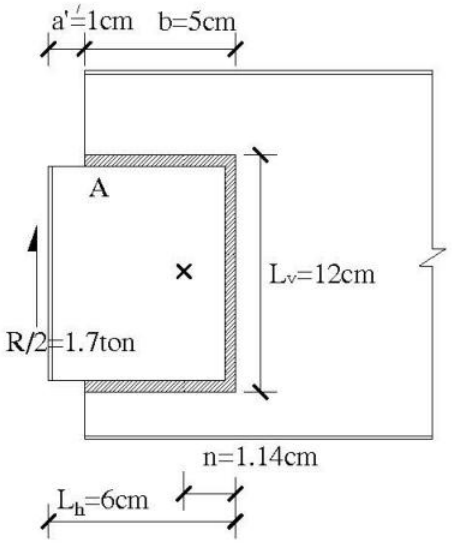
گام ۳- کنترل کفایت نبشی برای تحمل واکنش بر اساس برش

$$V_u \le \phi_v V_n = 0.9\ V_n$$
$$V_u = \frac{R_u}{2} = \frac{3400}{2} = 1700$$
$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times (12 \times 0.6) \times 1 = 10368$$
$$1700\ kg \le 0.9 \times 10368 = 9331.2\ kg$$

$\frac{L_v}{t} = \frac{12}{0.6} = 20 \leq 73$

ابعاد نبشی مناسب می‌باشد.

گام ۴- طراحی جوش نبشی به تیر (جوش ناودانی شکل)



باتوجه‌به شکل فوق:

$$n = \frac{b^2}{2b + L_v} = \frac{5^2}{2 \times 5 + 12} = 1.14\ cm$$

$$L_h - n = 6 - 1.14 = 4.86\ cm$$

$$f'_v = \frac{R_u}{2A_w} = \frac{R_u}{2(2b + L_v)} = \frac{3400}{2(2 \times 5 + 12)} = 77.3\ \frac{kg}{cm}$$

$$I_p = \frac{(2b + L_v)^3}{12} - \frac{b^2(b + L_v)^2}{2b + L_v} = 559\ cm^3$$

$$f_h = \frac{T_u(L_v/2)}{I_p} = \frac{R_u}{2}(L_h - n)\frac{(L_v/2)}{I_p}$$

$$f_h = \frac{3400 \times 4.86 \times 12}{4 \times 559} = 88.7\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_v = \frac{T_u C_n}{I_p} = \frac{R_u}{2}(L_h - n)\frac{C_n}{I_p}, \qquad C_n = b - n$$

$$f_v = \frac{3400 \times 4.86 \times (5 - 1.14)}{2 \times 559} = 57\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_{ur} = \sqrt{f_h^2 + (f_v + f'_v)^2} \leq R_{nw}$$

$$\begin{cases} f_{ur} = \sqrt{88.7^2 + (77.3 + 57)^2} = 161\ \frac{kg}{cm} \\ R_{nw} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a_w = 1002 a_w \end{cases} \rightarrow 161 \leq 1002\ a_w$$

مقدار اولیه بعد جوش $a_w \geq 0.16\ cm \rightarrow a'_w = 2\ mm$

مقایسه با حداقل و حداکثر بعد جوش:

ورق نازک‌تر در جوش نبشی به تیر، جان IPE18 می‌باشد که دارای ضخامت ۰٫۵۳سانتی‌متر است.

مطابق جدول:

$$a_{min} = 3\ mm$$

از طرفی برای بعد حداکثر داریم:

$$a_{max} = min\{t_w,\ (t - 2mm\ or\ t)\} = min\{5.3\ ,\ (6)\} = 5.3$$
$$a_w^{min} = 3mm \le a'_w = 2mm \le a_w^{max} = 5.3 \rightarrow a_w = 4\ mm$$
$$a_w = 4\ mm \ge 2\ mm$$

اگر بعد جوش محاسباتی بیشتر شود، طرح باید اصلاح گردد و ترجیحاً ارتفاع نبشی افزایش یابد و در مرحله بعد، بعد نبشی افزایش یابد.

گام ۵- طراحی جوش نبشی به جان تیر اصلی

$$f_{ur} = \sqrt{f_x^2 + f_v^2} = \frac{R_u}{L_v}\sqrt{(\frac{3(L_h - n)}{L_v})^2 + 0.25} \le R_{nw}$$

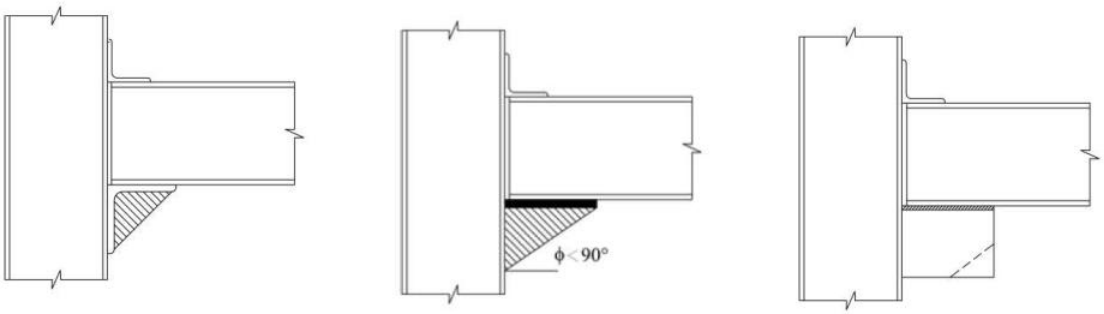
$$\begin{cases} f_{ur} = \dfrac{3400}{12}\sqrt{(\dfrac{3(6 - 1.14)}{12})^2 + 0.25} = 372.25 \\ \qquad\qquad\qquad\qquad \Longrightarrow 372.75 \le 1002a_w \\ R_{nw} = 1002a_w \end{cases}$$
$$\Longrightarrow a_w \ge 0.37\ cm$$

بعد جوش حداقل و حداکثر در اینجا بر اساس ضخامت ورق نازک‌تر که جان IPE22 و ضخامت نبشی تعیین می‌گردد. ضخامت جان ۵٫۹ میلیمتر و ضخامت نبشی ۶ میلیمتر می‌باشد بنابراین داریم:

$$a_{max} = min\{t_w,\ (t - 2mm\ or\ t)\} = min\{5.9\ ,\ (6)\} = 5.9$$
$$3 \le a_w \le 5.9 \Longrightarrow a_w = 4mm \ge 3mm$$

۵-۴ طراحی اتصال ساده با نشیمن تقویت شده (اتصال براکت)

وقتی که برای انتقال واکنشهای تکیه‌گاهی بزرگ تیر به ستون، استفاده از نشیمن‌های انعطاف‌پذیر جوابگو نباشد، یک راه حل اصولی و مناسب برای انتقال واکنشهای تکیه‌گاهی بزرگ، استفاده از اتصالات ساده نشیمن تقویت شده است. این اتصالات از نوع ساده غیر ارتجاعی هستند که هنگام دوران انتهای تیر، تکیه‌گاه بدون تغییر شکل باقی می‌ماند و حمل عکس‌العمل‌های بیش از 20ton را دارند. بدین معنا که در عکس‌العمل‌های کمتر از ۲۰ تن $(R_u \le 20\ tonf)$ معمولاً از نبشی نشیمن استفاده نمی‌شود. اما در عکس‌العمل‌های بزرگتر از ۲۰ تن از براکت استفاده می‌کنند. این اتصالات هر چند قادر به انتقال واکنشهای تکیه‌گاهی بزرگ هستند، ولی برای انتقال لنگر خمشی طراحی نمی‌شوند. در شکل ۱۲ـ۱۲ چند نمونه رایج از اتصالات براکت نشان داده شده است.



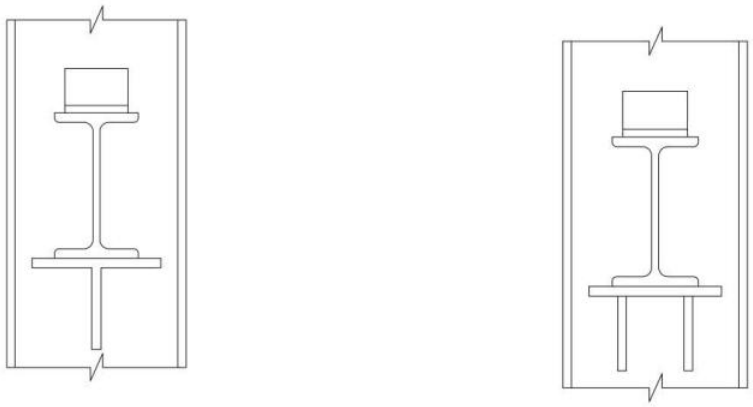
الف ـ اتصال با ورق مستطیلی شکل **ب ـ اتصال با ورق مثلثی شکل** **ج ـ اتصال با نبشی نشیمن سخت شده**

شکل ۱۲ـ۱۲ نمونه‌های رایج از اتصال براکت

در شکل ۱۲ـ۱۲ـالف اتصال براکت می‌تواند طبق شکل ۱۳ـ۱۲ از بریده یک نیمرخ I به شکل سپری و یا با استفاده از یک ورق افقی و یک یا چند ورق تقویت قائم اجرا شود. صفحه قائم ممکن است مستطیلی بوده و یا با برش مطابق خط چین، به شکل پنج ضلعی درآورده شده باشد. لازم به ذکر است قسمتهای بریده شده تاثیر چندانی در مقاومت اتصال ندارند و گاهی برای محدودیت‌های معماری بریده می‌شوند. در شکل ۱۲ـ۱۲ـب با ترکیب یک ورق افقی که با جوش نفوذی به بال ستون و یک یا چند ورق مثلثی که با جوش گوشه به بال ستون متصل می‌شوند می‌توان یک اتصال نشیمن تقویت شده (براکت) اجرا نمود.

در شکل ۱۲ـ۱۲ـج نبشی نشیمن که توسط ورق سخت‌کننده‌ای تقویت شده است، خاصیت انعطاف‌پذیری خود را از دست می‌دهد و قادر خواهد بود عکس‌العمل های تکیه‌گاهی بزرگ را منتقل نماید. البته در شکل ۱۲ـ۱۲ـج طول جوش براکت به نبشی، کمکی به انتقال نیروها به ستون نمی‌کند.

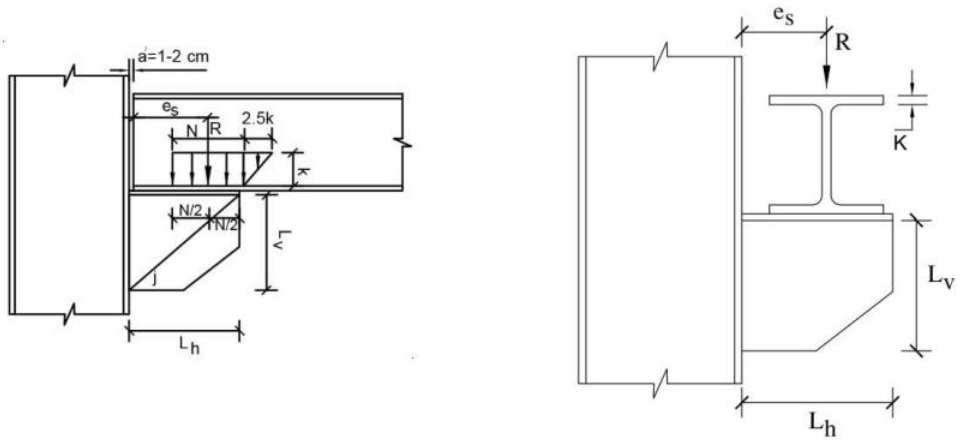
به بیان دیگر، چنانچه نبشی نشیمن مورداستفاده ضعیف باشد، معمولاً استفاده از ورق لچکی (مثلثی) به‌منظور تقویت نبشی گزینه مناسبی است، اما از ورق لچکی نمی‌توان برای تقویت جوش بهره برد. دلیل این امر، انتقال نیروها از نبشی به ستون توسط جوش نبشی به ستون است که جوش ورق لچکی داخل نبشی، در این انتقال نیرو نقشی ایفا نخواهد نمود. از طرفی استفاده از ورق لچکی داخل نبشی موجب افزایش خروج از مرکزیت گردیده و لنگر وارد بر جوش نبشی به ستون، افزایش خواهد یافت.



الف) اتصال از یک ورق افقی و دو ورق تقویتی قائم **ب) اتصال براکت از نیمرخ T شکل**

شکل ۱۳ـ۱۲ مقطع اتصال براکت در شکل ۱۲ـ۱۲

در این نوع اتصال نحوه قرارگیری تیر نسبت به ستون ممکن است به یکی از دو حالت زیر باشد:



ب) جان تیر عمود بر صفحه قائم نشیمن **الف) جان تیر در امتداد صفحه قائم نشیمن**

شکل ۱۴ـ۱۲ نحوه قرارگیری تیر نسبت به نشیمن تقویت شده

شیوه طراحی در دو حالت مشابه است و اختلاف در محل تأثیر نیرو است که توضیحات تکمیلی در ادامه ارائه می‌شود. مراحل طراحی اتصال براکت به شرح زیر است:

الف- تعیین عرض نشیمن N

در اینجا نیز مشابه طراحی اتصال با نشیمن تقویت نشده از رابطه عدم جاری شدن موضعی جان استفاده می‌شود:

$$N \geq \frac{R_u}{\phi F_{yw} t_w} - 2.5K \geq K \qquad \text{۱۲ـ۳۵}$$

ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi=1$

R عکس‌العمل تکیه‌گاه

t_{wb} ضخامت جان تیر

K فاصله سطح خارجی بال تا آغازگردی بین جان و بال

ب- تعیین طول براکت L_h

طول براکت L_h طبق شکل ۱۴ـ۱۲ برابر است با:

$$L_h \geq N + a' \qquad \text{۱۲ـ۳۶}$$

a' فاصله مونتاژ (۱ تا ۲ سانتی‌متر)

پ- کنترل لهیدگی جان تیر

برای کنترل لهیدگی در جان تیر از همان رابطه (۱۲ـ۳) و (۱۲ـ۴) در طراحی اتصال تقویت نشده استفاده می‌شود.

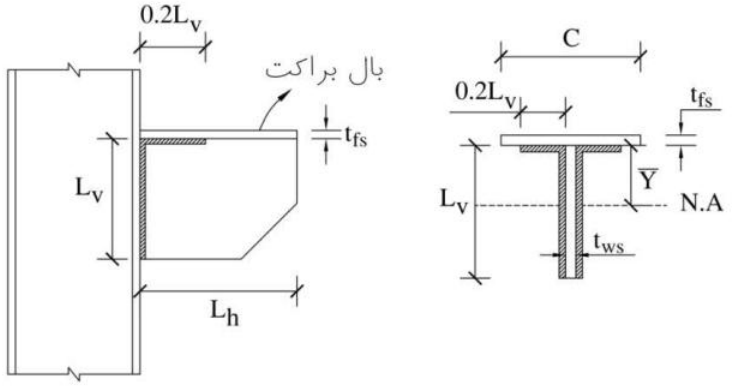
ت- تعیین برون محوری اتصال e_s

در صورتی که جان تیر عمود بر صفحه قائم نشیمن باشد (شکل ۱۴ـ۱۲ـب)، برون محوری از مرکز جان تا بر ستون خواهد بود و در صورتی که جان تیر در امتداد صفحه قائم نشیمن باشد (شکل ۱۴ـ۱۲ـالف)، مقدار برون محوری برابر است با:

$$e_s = L_h - \frac{N}{2} \qquad \text{۱۲ـ۳۷}$$

ث- کنترل ضخامت جان براکت t_{ws}

باتوجه‌به شکل ۱۵ـ۱۲ ضخامت سخت‌کننده باید شرایط زیر را ارضاء نماید:



الف) جوش براکت به ستون ب) مقطع A-A

شکل ۱۵ـ۱۲ جزئیات اتصال براکت به ستون

الف) رعایت ضخامت جان تیر

$$t_{ws} \geq t_{wb} \qquad \text{۱۲ـ۳۸}$$

ب) کمانش موضعی

$$t_{ws} \geq \frac{L_h}{0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}} \qquad \text{۱۲ـ۳۹}$$

$$t_{ws} \geq \frac{R_u(6e_s - 2L_h)}{\phi(1.8F_y)L_h^2} \qquad \text{۱۲ـ۴۰}$$

$\phi = 0.75$ ضریب کاهش مقاومت

t_{ws} ضخامت جان سخت‌کننده

t_{wb} ضخامت جان تیر

مقدار ضخامت براکت از حداکثر سه رابطه فوق به دست می‌آید.

تذکر : ضخامت ورق جان باید به‌گونه‌ای باشد که ضابطه $a_{max} = \min(t_1, t_2)$ را نیز ارضاء نماید و توجه شود که جان سخت‌کننده از دو طرف جوش می‌شود.

ج- کنترل ضخامت بال براکت t_{fs}

به‌عنوان توصیه، بهتر است ضخامت بال سخت‌کننده به‌صورت زیر تعیین شود:

$$t_{fs} \geq max\,(t_{fb}, t_{ws}) \qquad \text{۱۲ـ ۴۱}$$

t_{fs} ضخامت بال سخت‌کننده

t_{fb} ضخامت بال تیر

این ضخامت معمولاً بین ۱۰ تا ۱۲ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

چ- کنترل جوش گوشه براکت به ستون

بعد جوش سخت‌کننده به ستون باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که در محدوده $a_w^{min} \leq a_w \leq a_w^{max}$ قرار گیرد. کنترل بعد جوش ماکزیمم دارای اهمیت ویژه‌ای است زیرا در بسیاری از موارد این ضابطه تعیین کننده است.

ح- کنترل جوش صفحه قائم براکت به ستون

بر اساس مقطع A-A از شکل ۱۵ـ۱۲ ابتدا پارامتر $\overline{Y}$ تعیین می‌شود.

$$\overline{Y} = \frac{L_v^2}{2(L_v + 0.2L_v)} = \frac{L_v}{2.4} \qquad \text{۱۲ـ ۴۲}$$

$\overline{Y}$ فاصله از بالاترین تار تا مرکز ثقل جوش

با تعیین مرکز سطح جوش سخت‌کننده به ستون، اساس مقطع جوش از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$S_w = \frac{2\left[4\times 0.2L_v^2 + L_v^2\right]}{6} = 0.6L_v^2 \qquad \text{۱۲ـ ۴۳}$$

همچنین مساحت جوش برابر است با:

$$A_w = 2(L_v + 0.2L_v) = 2.4L_v \qquad \text{۱۲ـ ۴۴}$$

لنگر خمشی وارده بر جوش از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_u = R_u e_s \qquad \text{۱۲ـ ۴۵}$$

مؤلفه افقی تنش جوش حاصل از خمش برابر است با:

$$f_x = \frac{M_u}{S_w} = \frac{R_u e_s}{S_w} \qquad \text{۱۲ـ ۴۶}$$

S_w اساس مقطع جوش

مؤلفه قائم تنش جوش حاصل از برش نیز برابر است با:

$$f_y = \frac{R_u}{A_w} = \frac{R_u}{2.4L_v} \qquad \text{۱۲ـ ۴۷}$$

از ترکیب ۴۶ـ۱۲ و ۴۷ـ۱۲ تنش در جوش بدست می‌آید:

$$f_{ur} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \frac{R_u}{2.4L_v^2}\sqrt{L_v^2 + 16e_s^2} \le R_{nw} \qquad ۱۲ـ۴۸$$

در این قسمت با حدس L_v می‌توان بعد جوش را از ۴۸ـ۱۲ تعیین نمود و بر مبنای آن بعد جوش (ساق جوش) تعیین می‌گردد $(t_e = 0.7\ a_w)$. اگر این بعد جوش بین حداقل و حداکثر مجاز بود، ارتفاع براکت L_v مناسب است.

خ- کنترل θ, L_h, L_v

در طراحی این اتصال باید $\theta \ge 45^\circ$ و یا به‌عبارت‌دیگر $L_v \ge L_h$ باشد.

د- تعیین C (شرط هندسی)

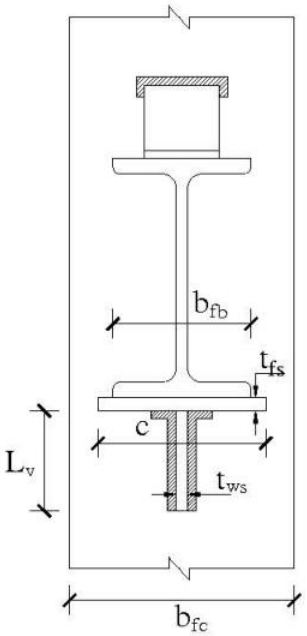
محدودیت‌های ارائه شده در تعیین C (عرض بال براکت در شکل) عبارت‌اند از:

الف) عرض بال براکت بیشتر از عرض بال تیر باشد و از عرض بال ستون تجاوز نکند $(b_{fb} \le C \le b_{fc})$

ب) عرض بال براکت از $\frac{L_v}{2}, N$ بیشتر انتخاب شود $C \ge N, \frac{L_v}{2}$

ج) در محاسبات عملی C معمولاً بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر انتخاب می‌شود.

در شکل ۱۶ـ۱۲ چگونگی قرارگیری بال و جان براکت (نشیمن و سخت‌کننده اتصال) نشان داده شده است.



شکل ۱۶ـ۱۲ جزئیات اتصال سخت‌کننده و نشیمن به ستون

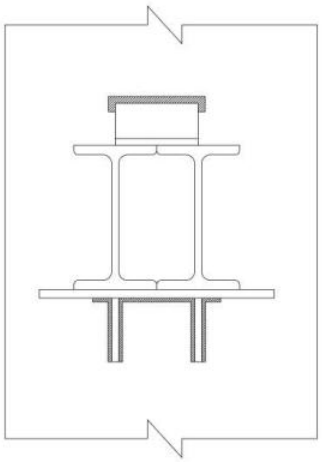
ذ- نکات اجرایی

الف) طول جوش جان براکت به بال براکت نباید کمتر از طول جوش بال براکت به ستون باشد.

ب) کلیه ضوابط مربوط به نبشی بالا مانند اتصال با نبشی نشیمن تقویت نشده است.

ج) ابتدا بال براکت به جان براکت جوش کارخانه‌ای می‌شود. سپس جوش جان براکت و بال براکت به ستون، جوش کارخانه‌ای است و در انتها جوش اجرایی تیر به بال براکت، کارگاهی است. پس از استقرار تیر روی براکت، لبه‌های نبشی بالا به ستون و تیر جوش کارگاهی می‌شود.

د) در اتصال تیرهای متشکل از چند پروفیل اگر از نشیمن تقویت شده استفاده می‌شود، توصیه می‌گردد که همانند شکل ۱۷ـ۱۲ زیر هر پروفیل یک سخت‌کننده قرار بگیرد.



شکل ۱۷ـ۱۲ جزئیات نشیمن تقویت شده برای تیرهای دوبل

مثال ۵-۳

چنانچه عکس‌العمل تکیه‌گاهی ضریب دار تیر IPE30 برابر 30ton باشد، اتصال آن را به بال ستون IPB22 به‌صورت براکت طراحی کنید. جوش کارگاهی و با کنترل چشمی باشد.

حل:

$IPE30(d = 30cm, t_w = 0.71cm, k = 2.55cm, b_f = 15cm, t_f = 1.07cm)$

گام ۱- تعیین N

$$N = \frac{R_u}{\phi F_{yw} t_w} - 2.5K = \frac{30000}{1 \times 2400 \times 0.71} - 2.5 \times 2.55 = 11.23 \quad cm > k = 2.55 \quad cm$$

گام ۲- تعیین L_h

$a' = 2 \quad cm$

$L_h \geq N + a' \Rightarrow L_h \geq 11.23 + 2 \Rightarrow L_h \geq 13.23 \quad cm \Rightarrow L_h = 15 \quad cm$

گام ۳- گام ۳:کنترل لهیدگی جان تیر

$$\frac{N}{d}=\frac{11.23}{30}=0.37\geq 0.2$$

$$R_n=0.4t_w^2\left[1+\left(\frac{4N}{d}-0.2\right)\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

$$R_n=0.4\times 0.71^2\left[1+\left(\frac{4\times 11.23}{30}-0.2\right)\left(\frac{0.71}{1.07}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2.1\times 10^6\times 2400\times 1.07}{0.71}}=29631kg$$

باتوجه‌به اینکه خطر لهیدگی در جان تیر وجود دارد، از یک سری سخت‌کننده قائم در جان تیر در محل اتصال استفاده می‌شود.

گام ۴- گام ۴: تعیین برون محوری اتصال

$$e_s=L_h-\frac{N}{2}=15-\frac{11.23}{2}=9.385cm$$

گام ۵- گام ۵: تعیین t_{ws}

$$\begin{cases} t_{ws}\geq t_{wb}\Rightarrow t_{ws}\geq 0.71cm \\ t_{ws}\geq \dfrac{L_h}{0.56\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}}=\dfrac{15}{0.56\sqrt{\dfrac{2.1\times 10^6}{2400}}}=0.9cm \\ t_{ws}\geq \dfrac{P_u(6e_s-2L_h)}{\phi\times 1.8f_y\times L_h^2}=\dfrac{30000(6\times 9.385-2\times 15)}{0.75\times 1.8\times 2400\times 15^2}=1.08cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow t_{ws}=12mm$$

t_{ws} باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که جوابگوی بعد جوش ماکزیمم نیز باشد.

گام ۶- گام ۶: تعیین t_{fs}

$$t_{fs}\geq max(t_{fb},t_{ws})\Rightarrow t_{fs}\geq max(10.7mm,12mm)\Rightarrow t_{fs}=12\ \ mm$$

گام ۷- گام ۷: محدودیت جوش گوشه

$$a_{max}\ =t_{min}\ =min(t_{fc},t_{ws})=10.7mm$$

گام ۸- گام ۸: محاسبه جوش براکت به ستون:

با فرض $L_v=25cm$ نتیجه می‌شود:

$$f_{ur}=\sqrt{{f_x}^2+{f_y}^2}=\frac{R_u}{2.4{L_v}^2}\sqrt{{L_v}^2+16{e_s}^2}\leq R_{nw}$$

$$\begin{cases} f_{ur} = \dfrac{30000}{2.4 \times 25^2}\sqrt{25^2 + 16 \times 9.385^2} = 902.053 \\ R_{nw} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a_w = 1002 a_w \end{cases} \Rightarrow 902.053 \le 1002 a_w \Rightarrow a_w \ge 0.9 \quad cm$$

گام ۹- **گام ۹:کنترل L_v, L_h**

$$L_v > L_h \Rightarrow 25 > 15 \quad cm, \phi \ge 45^\circ$$

گام ۱۰- **گام ۱۰: تعیین C**

$$\begin{cases} b_{fb} \le C \le b_{fc} \Rightarrow 15 \le C \le 22 \\ C \ge N, \dfrac{L_v}{2} \Rightarrow C \ge (11.23, 12.5) \end{cases} \Rightarrow C = 20 \quad cm$$

در صورتی که یک سخت‌کننده قائم جوابگو نباشد، از تعداد سخت‌کننده‌های قائم بیشتری برای تحمل برش در تکیه‌گاه استفاده می‌شود. طراحی نبشی بالا و جوش‌های آن با ضوابط حداقل مربوطه می‌باشد.

توجه:

در صورت اتصال تیر به جان ستون می‌توان قبل از برقراری این اتصال، با قراردادن صفحه‌ای (به‌موازات جان و در امتداد بال‌های ستون) اتصال تیر را به‌جای جان به این صفحه انجام داد.

۵-۵ مسائل فصل

توجه:

- فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۵-۱

در اتصال تیری از IPE27 به ستون IPB16 عکس‌العمل ضریب دار تیر برابر R_u می‌باشد. نبشی نشیمن این اتصال مفصلی را طرح نمایید.

$$R_u = (0.3\kappa)ton$$

تمرین ۵-۲

در اتصال تیری از IPE20 به ستون IPB26 عکس‌العمل ضریب دار تکیه‌گاهی بدست آمده برابر با R_u است. نبشی نشیمن این اتصال مفصلی را طرح کنید.

$$R_u = (0.2\kappa)ton$$

تمرین ۵-۳

در یک اتصال مفصلی با نبشی نشیمن، تیرIPE30 به ستون IPB28 نیروی برشی برابر V_u را اعمال می‌کند. اتصال تیر به ستون را طرح کنید.

$$V_u = (0.3\kappa)ton$$

تمرین ۵-۴

اتصال تیر IPE20 به ستون IPB22 را با نیروی برشی ضریب دار V_u به‌وسیله نبشی جان طراحی کنید.

$$V_u = (0.3\kappa)ton$$

تمرین ۵-۵

در یک اتصال مفصلی با نبشی جان، تیر IPE30 به ستون IPB28 نیروی برشی برابر V_u را اعمال می‌کند. اتصال تیر به ستون را طرح کنید.

$$V_u = (0.3\kappa)ton$$

تمرین ۵-۶

در سازه‌ای با اتصالات مفصلی، مقرر است اتصال بین تیر IPE40 که دارای نیروی برشی ضریب دار V_u می‌باشد، با ستون 2IPE24 را از نوع اتصال با براکت طراحی گردد. مشخصات مربوط به این اتصال را بدست آورید.

$$V_u = (0.7\kappa)ton$$

تمرین ۵-۷

تمرین ۲ و ۳ را به‌وسیله براکت طراحی کنید و در پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تمرین ۲ و ۳ با این تمرین، بحث کنید.

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

فصل ۱۳

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۱۳

طراحی اتصالات صلب

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دو) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۱۳ـ۱ پیشگفتار

۱۳ـ۲ اتصالات از پیش تایید شده و ضوابط عمومی آنها

۱۳ـ۳ اتصالات جوشی به کمک ورق‌های زیرسری و روسری (WFP)

۱۳ـ۴ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

۱۳ـ۵ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

۱۳ـ۶ اتصال صلب فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال صلب فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۱۳ـ۷ اتصال صلب پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

۱۳ـ۸ تستهای فصل سیزدهم

۱۳ـ۹ مسائل فصل سیزدهم

۱-۱۳ پیشگفتار

اتصالات صلب تیر به ستون شامل آن دسته از اتصالات می‌شوند که قابلیت انتقال لنگر بین تیر و ستون را دارا می‌باشند و در حین انتقال لنگر زاویه نسبی بین تیر و ستون تغییر نمی‌کند. اتصالات صلب در قاب‌های خمشی بکار می‌روند و قاب‌های خمشی از سیستم‌های مقاوم در مقابل نیروهای زلزله هستند. در این قاب‌ها به‌خاطر عدم دقت در تعیین بارهای ناشی از زمین‌لرزه، تأمین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد. این عدم یقین ناشی از کمبود دقت در تعیین جرم، خواص دینامیکی سازه و نیز شتاب وارده به قاب‌ها می‌باشد. آشکار است که سیستم سازه‌ای مناسب برای انتقال بار قائم همواره به‌عنوان یک دستگاه لرزه بر مناسب نخواهد بود.

۱-۱-۱۳ شکل‌پذیری

شکل‌پذیری خواصی از مصالح بکار رفته در سازه و نیز روش استفاده از آن است. شکل‌پذیری عاملی است که باعث جذب انرژی حاصل از زمین‌لرزه توسط رفتار غیرخطی و غیرارتجاعی سازه می‌گردد. به اعتقاد بسیاری از طراحان، مهم‌ترین کلید دسترسی به یک طرح ایمن، مناسب و اقتصادی، شکل‌پذیری و نحوه تأمین آن در خلال فرایند طراحی لرزه‌ای است. این موضوع از طریق طرح اعضا برای تحمل تغییرشکل‌های بزرگ در محدوده غیر ارتجاعی به دست می‌آید. به عبارتی نگرش به طراحی سازه با رفتار ارتجاعی باعث می‌شود که ابعاد المان‌های سازه غیراقتصادی باشند. از طرفی تحقیقات نشان می‌دهد که با ورود برخی اعضا به ناحیه غیر ارتجاعی و تأمین شکل‌پذیری قابلیت زلزله را افزایش داده و به دنبال آن اثرات نیروی زلزله در سازه به‌شدت کاهش می‌یابد. براین‌اساس ضریب شکل‌پذیری طبق رابطه (۱۲ــ۵۲) نسبت تغییرشکل نهایی به تغییرشکل تسلیم است.

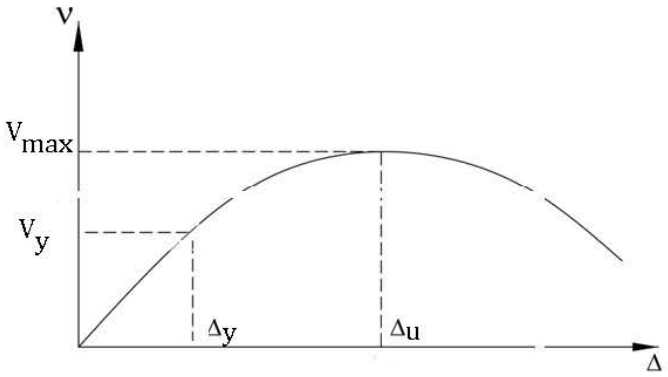
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \qquad 13_1$$

μ ضریب شکل‌پذیری

Δu تغییرشکل نهایی

Δy تغییرشکل تسلیم

تغییرشکل تسلیم، مطابق شکل ۱ــ۱۳ مربوط به باری است که پس از آن رفتار مصالح سازه وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌گردد و تغییرشکل نهایی وابسته به باری است که سازه می‌تواند بدون از دست دادن مقاومت خود به طور قابل توجهی، تحمل نماید. پیشنهاد شده است که طبق شکل ۱ــ۱۳ تغییرشکل نهایی مربوط به باری فرض گردد که ۲۰٪ کوچک‌تر از بار حداکثر قابل تحمل سازه باشد.



شکل ۱ــ۱۳ نمودار بار ــ تغییر مکان سازه

آشکار است که طرح سازه‌ها باید به گونه‌ای صورت پذیرد که سازه توانایی جذب انرژی را با رفتار غیرخطی و غیر ارتجاعی خود داشته باشد. در واقع ناحیه میان Δu و Δy در شکل قبل نشانگر ظرفیت جذب انرژی غیر ارتجاعی سازه است. انواع قاب‌های خمشی فولادی تغییرشکل‌های غیرارتجاعی مختلفی را نشان می‌دهند. آشکار است، هر قدر ضریب رفتار و در نتیجه شکل‌پذیری موردنظر در سازه‌ای بیشتر باشد، رفتار غیر ارتجاعی آن افزایش یافته و ضرورت تأمین شرایطی برای امکان یافتن این رفتار زیاد می‌شود. مهم‌ترین رکن تأمین شکل‌پذیری رفتار چرخه‌ای اعضای خاص سازه مانند سیستم مقاوم در برابر زلزله و بعضاً ستون‌ها و اتصالات است. این نمودار در حقیقت نمودار نیرو ــ تغییرشکل در سازه است. از آنجاکه سطح زیر نمودار چرخه‌ای معرف قابلیت انرژی جذب شده توسط سازه می‌باشد، لذا نمودارهای چرخه‌ای چاق نمایانگر رفتار شکل‌پذیر سازه می‌باشد. در مقابل برای نمودار نیرو ــ تغییرشکل لاغر یا باریک شونده، نشانه شکل‌پذیری کم سازه است.

۱۳-۱-۲ ضریب رفتار سازه

به‌منظور حصول اطمینان از ورود رفتار سازه فولادی به ناحیه غیر ارتجاعی به‌منظور بهره‌مندی از قابلیت شکل‌پذیری فولاد، آیین‌نامه‌های زلزله مانند استاندارد ۲۸۰۰، پارامتر کاهش نیروی زلزله، ضریب رفتار، را تعریف کرده‌اند. این ضریب که باتوجه‌به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای عددی بین ۵ تا ۱۱ دارد، نیروی زلزله حوزه ارتجاعی را کاهش داده تا بدین طریق، سازه برای نیروی کمتری طراحی شود. بدین ترتیب احتمال ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی تقویت می‌گردد. در همین راستا و برای جلوگیری از تخریب سازه، آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی، فصلی جداگانه را تدوین نموده‌اند که به ضوابط طرح لرزه‌ای معروف است. به کمک این ضوابط، شکل‌پذیری به‌عنوان معیار کنترل‌کننده رفتار سازه در ناحیه غیر ارتجاعی فعال شده و به کمک سازه می‌آید. به عبارتی هرچه قدر سازه شکل‌پذیرتر باشد، ضریب رفتار آن عدد بزرگ‌تری است. به همین دلیل سازه با شکل‌پذیری ویژه به همراه دیوار برشی بتنی ویژه بیشترین ضریب رفتار را داراست. براین‌اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز قاب‌های خمشی فولادی را از نظر شکل‌پذیری به سه دسته معمولی، متوسط و ویژه (با شکل‌پذیری زیاد) تقسیم می‌کند. برای قاب خمشی ویژه فولادی ضریب رفتار R مقدار ۱۰ تعریف شده است. برای قاب خمشی فولادی متوسط و معمولی نیز این ضریب به ترتیب ۷ و ۵ تعریف شده است. مقادیر ضریب رفتار و سایر ضرایب لرزه‌ای، به همراه حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان در هر یک از سیستم‌های سازه‌ای، در جدول ۱ ــ ۱۳ ارائه شده است.

جدول ۱ـ۱۳ معرفی ضریب رفتار برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	–
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	–
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	–
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	–
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

۱۳-۱-۳ ضریب اضافه مقاومت

از دیگر مواردی که در بحث طراحی لرزه‌ای مطرح می‌شود، ضریب اضافه مقاومت است که در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با Ω_0 نمایش داده است. در آیین‌نامه‌های طراحی، سازه‌ها در برابر بارهای غیرلرزه‌ای به‌صورت ارتجاعی طراحی می‌شوند، درصورتی‌که در برابر بارهای لرزه‌ای، مجاز به ورود به حوزه غیرارتجاعی هستند و می‌توانند از خاصیت جذب انرژی سازه‌ها در مرحله غیرارتجاعی استفاده کنند. همچنین در این حالت می توانند از مقاومت اضافه‌ای که در مرحله غیرارتجاعی بروز می‌کند استفاده کنند. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک (لولاهای خمیری) در اعضای سازه پدید می آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می‌یابد. به این مقاومت، مقاومت افزون گفته می‌شود که با ضریب مقاومت افزون (overstrength) بیان می‌شود و برابر با نسبت حداکثر مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن می‌باشد. ازآنجاکه این ضریب وابسته به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای است، لذا در مبحث ۱۰ برای هر سیستم سازه‌ای، ضریب جداگانه‌ای تعریف شده است که در جدول ۲ـ۱۳ نشان‌داده‌شده‌اند.

جدول ۲ـ۱۳ معرفی ضریب اضافه مقاومت برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیه قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی	۲
کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

در حقیقت هدف از تعریف ضریب اضافه مقاومت این موضوع است که برای طراحی برخی از المان‌های خاص سازه‌ای که بقای آن تضمین‌کننده پایداری کل سازه می‌باشد، نیروی زلزله مورداستفاده در طراحی افزایش داده می‌شود تا به‌نوعی با انتخاب یک مقطع قوی، از ورود المان به ناحیه غیر ارتجاعی اجتناب گردد. به چنین اعضایی، اعضای کنترل شونده نیرویی گفته می‌شود. به عبارت ساده‌تر انتظار رفتار شکل‌پذیر از چنین اعضایی وجود نداشته و این المان‌ها دارای مود شکست ترد (غیر شکل‌پذیر) می‌باشند. نمونه بارز این المان‌ها، ستون‌ها می‌باشند.

توجه شود که در طرح لرزه‌ای برای منظور نمودن اثرات سخت‌شوندگی کرنشی [۱] ضریب C_{pr} مطابق ۲ـ۱۳ تعریف می‌شود:

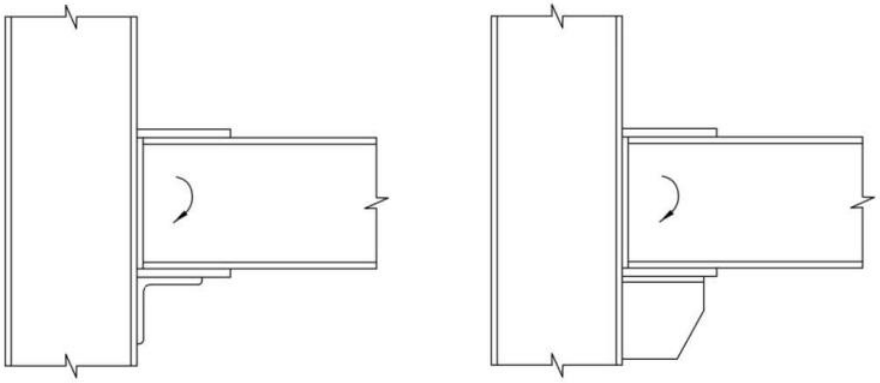
[۱] Strain Hardening

$$1.10 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20$$ ۱۳ـ۲

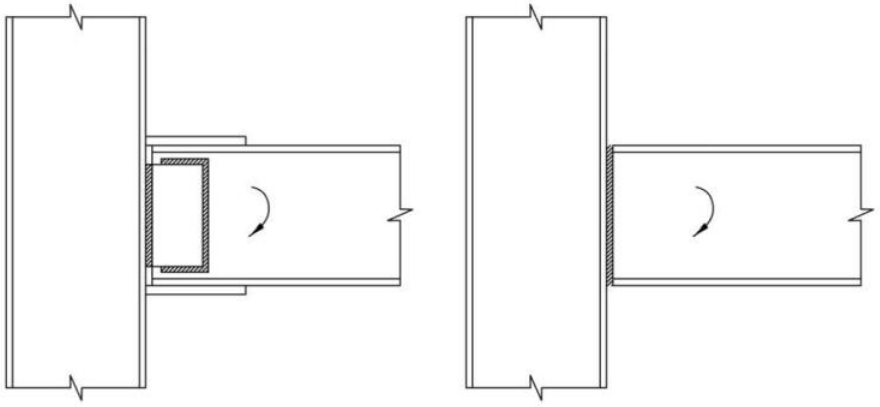
که برای فولاد نرمه ST37 داریم:

$$C_{pr} = \frac{2400 + 3700}{2*2400} = 1.27 \leq 1.20 \rightarrow C_{pr} = 1.20$$

جزئیات متفاوتی برای اتصالات صلب ارائه شده است، لیکن اتصالات نشان‌داده‌شده در شکل ۲ـ۱۳ امروزه به نحوه گسترده‌تری مورداستفاده قرار می‌گیرند.



ب) اتصال با براکت و دو تسمه فوقانی و تحتانی **الف) اتصال با نبشی نشیمن و دو تسمه فوقانی و تحتانی**



د) اتصال مستقیم تیر به ستون **ج) اتصال با ورق جان و دو تسمه فوقانی و تحتانی**

شکل ۲ـ۱۳ انواع رایج اتصال صلب

در شکل ۲ـ۱۳ـالف نبشی نشیمن برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند. در شکل ۲ـ۱۳ـب براکت برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند. در شکل ۲ـ۱۳ـج تسمه جان برای انتقال برش و دو تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می‌شوند. در شکل ۲ـ۱۳ـد تیر به‌صورت مستقیم به ستون جوش شده است، برش توسط جان تیر و لنگر توسط بال‌های تیر تحمل می‌شود.

اتصال انتهای تیرها، شاه‌تیرها و خرپاهایی که داشتن مقداری صلبیت در تکیه‌گاه‌های آنها موردنظر باشد، باید در مقابل اثر مشترک نیروهای ناشی از برش و لنگر حاصل از صلبیت اتصال، محاسبه شود.

در اتصالات صلب تیر به ستون قالب‌های خمشی رعایت دو شرط زیر الزامی است:

الف) اتصالات خمشی تیرها به ستون‌ها باید برای مقاومت خمشی مجاز تیر طراحی گردد.

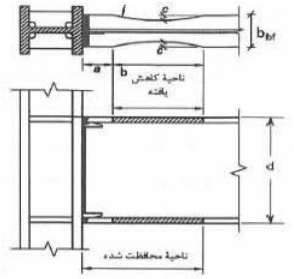
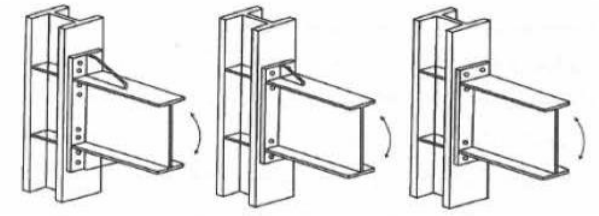
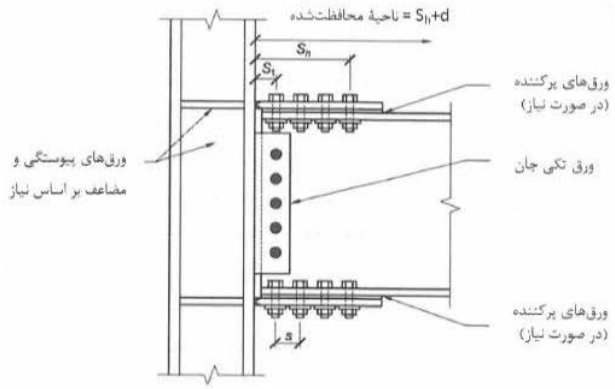
ب) جان تیرها و اتصالات برشی تیر به ستون باید دارای ظرفیت مجاز نظیر برش ناشی از ترکیب بارهای ثقلی به‌علاوه برشی برابر $\sum \frac{M_b}{L_b}$ باشد ($\sum M_b$ مجموع لنگرهای مجاز دو سر تیر و L_b دهانه تیر است).

در اتصال صلب تیر به ستون (به‌جز اتصالات پیچی)، می‌بایست به این نکته توجه شود که نیروی برشی تیر توسط جوش نفوذی جان تیر، استفاده از براکت و یا نبشی نشیمن قابل انتقال است ولی لنگر تیر می‌بایست توسط جوش نفوذی ورق بال تیر به ستون انجام گیرد.

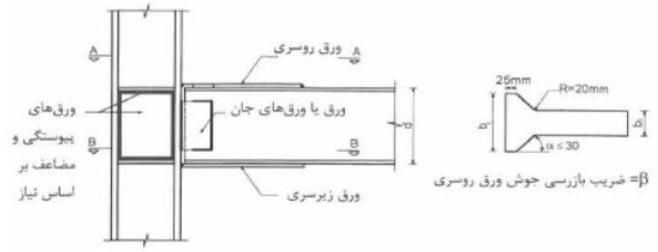
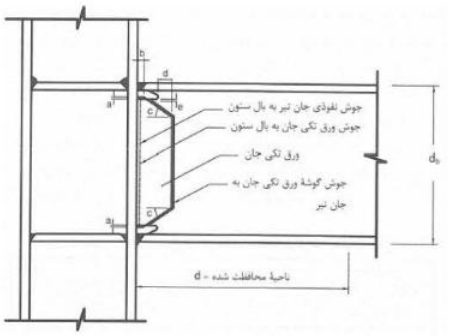
۱۳-۲ اتصالات از پیش تأیید شده و ضوابط عمومی آنها

اتصالات صلب ارائه شده در این بخش، در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌ها، به‌عنوان اتصالات صلب از پیش تأیید شده محسوب می‌شوند. انواع اتصالات صلب از پیش تأیید شده به شرح جدول ۳ـ۱۳ می‌باشند

جدول ۳ــ۱۳ انواع اتصالات صلب از پیش تایید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			
۴	اتصال پیچی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			

جدول ۳ــ۱۳ انواع اتصالات صلب از پیش تایید شده (ادامه)

۵	اتصال جوشی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
			
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			

کلیه اتصالات از پیش تأیید شده باید دارای شرایط زیر باشند[۲]:

(۱) کلیه اتصالات باید به‌صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شوند.

(۲) کلیه جوش‌های بکار رفته در اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند.

(۳) در طراحی اتصالات از پیش تأیید شده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰ـ۱ و ۱۰ـ۲ باید الزامات بخش‌های ۱۰ـ۳ـ۸، ۱۰ـ۹ـ۳ و ۱۰ـ۳ـ۱۳ نیز رعایت شوند.

(۴) در کلیه اتصالات از پیش تأیید شده فاصله بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون با علامت S_h نمایش داده می‌شود و برای انواع مختلف اتصالات مذکور بر اساس نتایج آزمایش، محل تشکیل مفصل پلاستیک در بخش‌های مربوطه ارائه شده است.

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصله $(S_h + d)$ که در آن d عمق تیر است، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. در مواردی که در بخش‌های مربوط به اتصالات صلب از پیش تأیید شده در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین این شرایط برای اتصال جان به بال تیر الزامی نیست.

[۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱

(۶) در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلیمتر و ضخامت جان مقطع ستون بیشتر در نظر گرفته شود.

(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.

(۸) در ستون‌های ساخته شده از ورق با مقطع صلیبی‌شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) در صورت نیاز به تعبیه تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های نفوذی، رعایت الزامات زیر ضروری است.

× برداشتن پشت‌بندهای مورداستفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست.

× در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورداستفاده در بال تحتانی تیر باید برداشته شوند و پس از برداشتن تسمه‌های پشت‌بند، ریشه جوش نفوذی باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد.

× در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورداستفاده در بال فوقانی تیر الزامی نیست. درصورتی‌که تسمه‌های پشت‌بند برداشته نشوند، این تسمه‌ها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.

× اتصال پشت‌بندهای مورداستفاده در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، به بال‌های تیر مجاز نیست.

۳-۱۳ اتصالات جوشی به‌کمک ورق‌های زیرسری و روسری (WFP)

کاربرد اتصالات صلب جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۴)، فقط به قاب‌های خمشی متوسط محدود می‌شود. در این نوع اتصالات علاوه بر الزامات عمومی اتصالات صلب، باید الزامات زیر تأمین گردد:

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگ‌تر است) بعلاوه نصف عمق تیر بعد از آن، در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک S_h در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگ‌تر است)، در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ مبحث دهم باشند. علاوه‌برآن در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است و در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای درصورتی‌که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در پشت جوش‌های نفوذی، تسمه‌های پشت‌بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.

(۶) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان، جوش گوشه باید دوطرفه باشد.

(۷) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۹۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

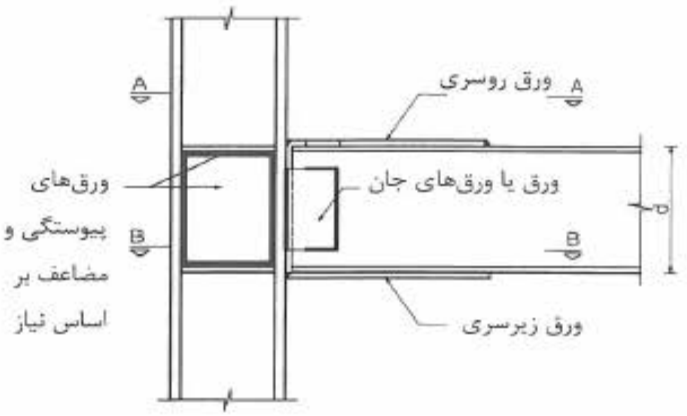
(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

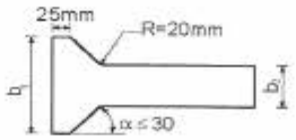
(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۵ کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، نباید از ۹۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

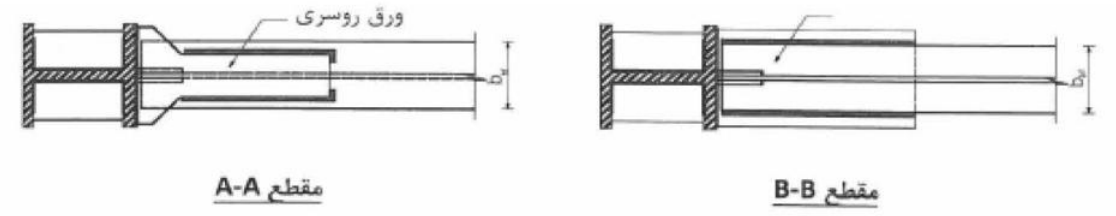
(۱۲) ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید بر اساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰ ـ ۳ ـ ۸ ـ ۳ ـ پ مبحث دهم) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۲ ـ ۱۰ مبحث دهم، ضریب کاهش مقاومت ϕ را برای تعیین مشخصات جوش می‌توان برابر ۰/۹ و برای تعیین ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۳) ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان) و نیز جوش آن یا آنها به بال ستون و جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰ ـ ۳ ـ ۸ ـ ۳ ـ پ مبحث دهم) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت ورق (یا ورق‌های) جان و جوش‌های آن (یا آنها) باید بر اساس الزامات فصل ۱۰ ـ ۲ مبحث دهم تعیین شود.





β= ضریب بازرسی جوش ورق روسری



شکل ۳ـ۱۳ اتصال صلب جوشی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

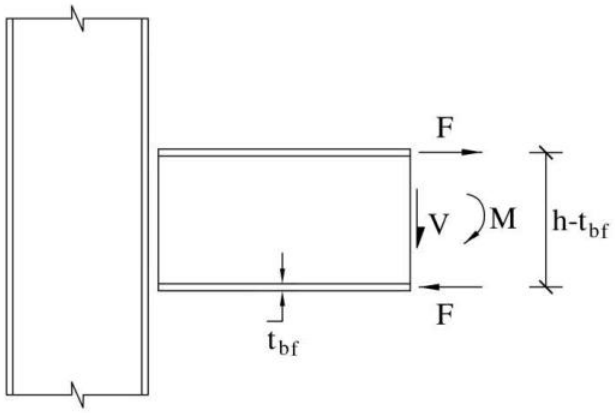
۱۳-۳-۱ مراحل مشترک در طراحی اتصالات صلب قاب‌های خمشی

الف- محاسبه لنگر و برش طراحی

لنگر و برش طراحی اتصال، متناسب با نوع قاب از نظر شکل‌پذیری و ضوابط آیین‌نامه‌ای تعیین می‌شود.

ب- تعیین نیروی F

لنگر خمشی در تیر به‌صورت یک زوج نیرو، در بال کششی و فشاری تیر اثر می‌کند. طبق شکل ۴ـ۱۳ این نیروی کششی یا فشاری برابر است با:



شکل ۴ـ۱۳ توزیع نیرو ناشی از لنگر در بال‌های تیر

$$F = \frac{M_u}{(d - t_{bf})} \quad \textit{اتصال مستقیم}$$

$$F = \frac{M_u}{(d + t_t)} \quad \textit{اتصال با ورق روسری و زیرسری}$$

۱۳ـ۳

M لنگر طراحی اتصال برابر با ظرفیت خمشی مجاز تیر

d ارتفاع نیمرخ

t_{bf} ضخامت بال تیر

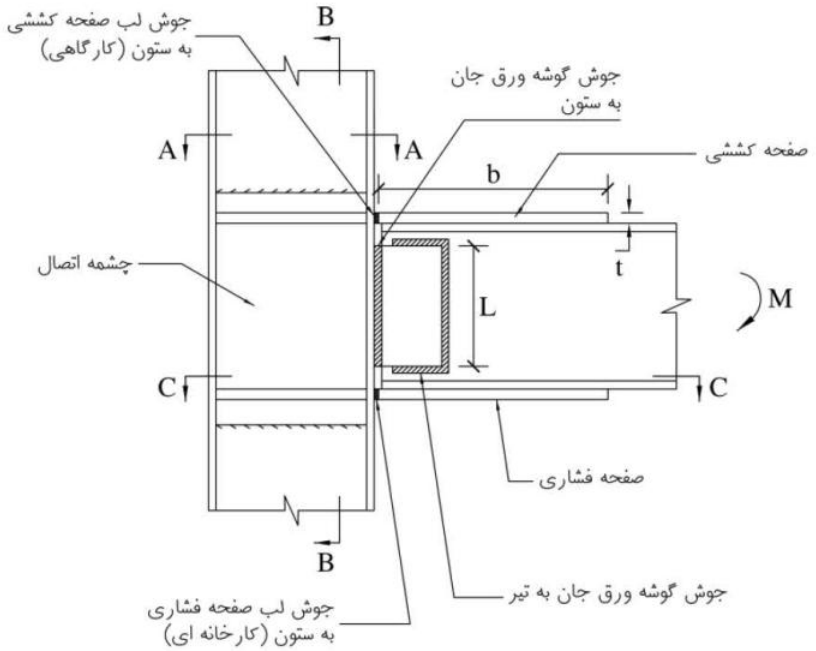
لازم به ذکر است چنانچه اتصال توسط ورق روسری و زیرسری باشد باید $d + t_t$ شود، که در این رابطه ابتدا t_t فرض می‌شود.

پ- طراحی صفحه کششی

مساحت ورق کششی از تقسیم نیروی F بر تنش کششی یا تنش تسلیم ورق (بسته به نوع قاب از نظر شکل‌پذیری) دست می‌آید.

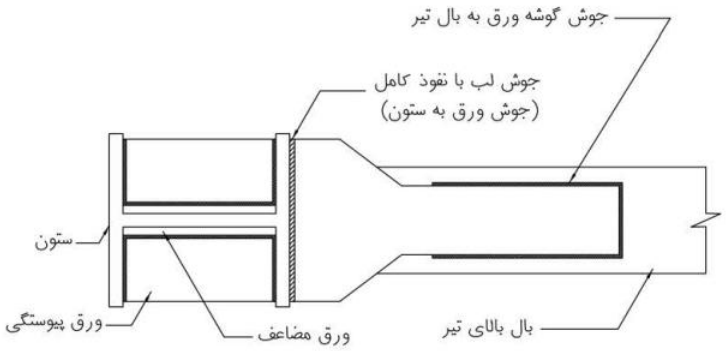
ت- محاسبه جوش لب موردنیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

سطح جوش لب موردنیاز از تقسیم نیروی F بر تنش جوش بدست می‌آید. در شکل ۵ـ۱۳ جزئیات کامل یک اتصال صلب نشان‌داده‌شده است. در طراحی اتصال صلب، در بیشتر موارد از اتصال بال تیر به ستون صرفنظر می‌شود، ولی درصورتی‌که بال تیر وارد محاسبات شود و جوش اتصال کافی نباشد، توسط صفحه اضافی تأمین می‌شود.



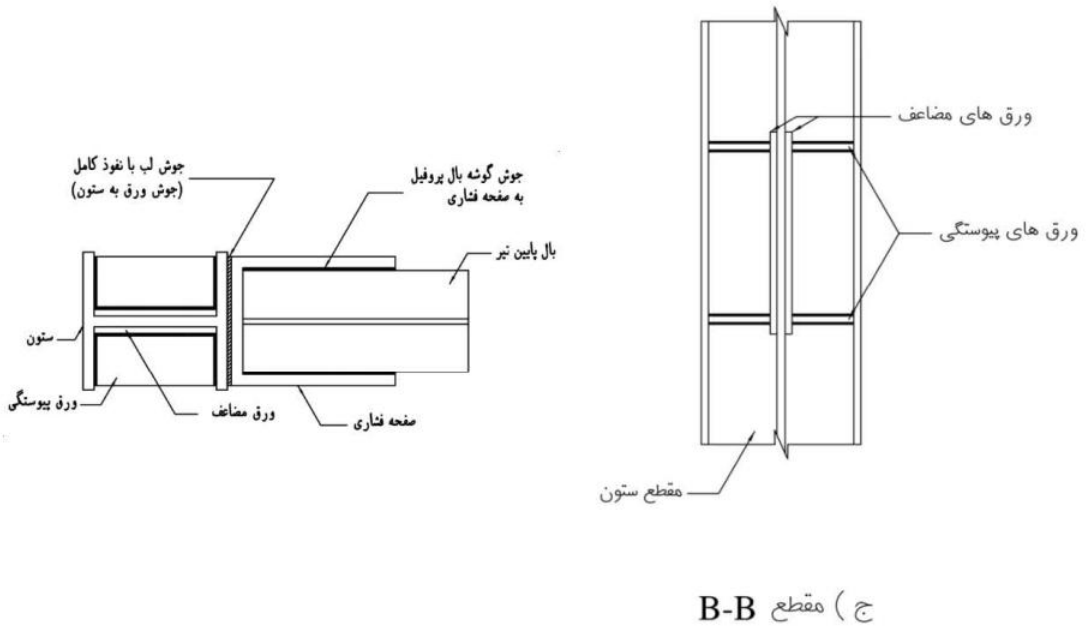
الف) اتصال صلب تیر به ستون

الف) اتصال صلب تیر به ستون



ب) مقطع A-A (صفحه کششی)

ب) مقطع A-A



ج) مقطع B-B و مقطع C-C

شکل ۵ــ۱۳ نمونه اتصال صلب تیر به ستون

صفحه کششی معمولاً به‌صورت مستطیلی اجرا می‌شود ولی درصورتی‌که سطح جوش لب موردنیاز جهت اتصال صفحه به ستون زیاد باشد می‌توان عرض ورق را در محل اتصال به‌صورت پخ‌دار افزایش داد.

ث- طراحی جوش گوشه برای صفحه کششی به بال تیر

جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی به ستون داشته باشد. در این مرحله طبق شکل ۵ــ۱۳ــج با فرض مناسبی برای طول جوش گوشه، بعد جوش بدست می‌آید که باید در محدوده $a_{min} < a < a_{max}$ قرار گیرد.

ج- کنترل صلبیت ورق اتصال

بر اساس ضوابط آیین نامه ای[۳] به‌منظور کنترل صلبیت ورق اتصال باید نسبت $\frac{b}{t} < 30$ باشد (b طول صفحه و t ضخامت آن است که در شکل ۵ــ۱۳ــالف نشان‌داده‌شده است).

[۳] آیین نامه طراحی اتصلات در سازه ها فولادی (نشریه ۲۶۳).

چ- طراحی صفحهٔ زیرسری

سطح مقطع این ورق از تقسیم نیروی F بر تنش ورق بدست می‌آید، بنابراین مساحت این ورق برابر مساحت صفحه کششی (گام ۳) بدست می‌آید. عرض این ورق (به لحاظ اجرایی) باید کمی بزرگ‌تر از عرض بال تیر در نظر گرفته شود (حدود ۳ سانتیمتر) و با تعیین عرض ورق و داشتن مساحت ورق می‌توان ضخامت آنرا تعیین نمود.

ح- محاسبه جوش لب موردنیاز جهت اتصال صفحه فشاری به ستون

سطح جوش لب موردنیاز در صفحه فشاری از تقسیم نیروی F یا ظرفیت ورق بر تنش جوش به دست می‌آید. عرض این صفحه باید بیشتر از عرض بال تیر باشد تا تیر به‌راحتی بر روی آن مستقر شود. لازم به ذکر است که جوش لب صفحه فشاری به ستون، کارخانه‌ای و جوش لب صفحه کششی به ستون، کارگاهی است.

در محاسبات عملی، باتوجه‌به ترکیبات بارگذاری طراحی $(\pm E)$ ممکن است در یک ترکیب بار لنگر مثبت در گره به وجود آید. در این حالت طراحی ورق زیر و جوش‌های مربوطه و کنترل‌های وابسته برای کشش حاصل از آن ترکیب بار نیز باید کنترل گردد.

خ- طراحی جوش گوشه صفحه فشاری به بال تیر

روال طراحی این جوش همانند مرحله پنجم می‌باشد با این تفاوت که در این جوش، لبه ورق به بال تحتانی تیر جوش نمی‌شود؛ لذا در این حالت تنها دو نوار جوش به‌موازات نیروی فشاری بال تحتانی قرار گرفته است.

د- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

جوش گوشه ورق جان به تیر طبق شکل ۵ــ۱۳ــالف تحت برش و پیچش است که طراحی آن مشابه طراحی جوش نبشی جان به تیر (در اتصالات مفصلی) است. منشا این لنگر پیچشی این است که در این مرحله فرض می‌شود که نیروی برشی تیر در بر ستون وارد می‌شود. بنابراین نیروی برشی نسبت به جوش اتصال ورق به جان تیر دارای خروج از محوریت است. از آنجاکه نیروی برشی در صفحه‌ای جوش اتصال به جان تیر قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی می‌گردد. درصورتی‌که از تک پروفیل در تیرها استفاده شود، ورق جان از طرفین به جان تیر جوش می‌شود و ضابطه $a_{max} = t_{min}$ تعیین‌کننده خواهد بود.

ذ- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

به‌منظور اتصال ورق جان به ستون از جوش گوشه استفاده می‌شود که با استفاده از ناحیه صاف جان تیر، مقداری برای L (طول ورق) در شکل ۵ــ۱۳ــالف فرض شده و با داشتن برش اتصال و تنش جوش، بعد جوش ورق جان به ستون بدست می‌آید. در طراحی این جوش، اثرات برش و خمش، منظور می‌گردد. خمش وارده به جوش با در نظر گرفتن محل اثر برش (در مرکز ثقل جوش ناودانی شکل اتصال ورق جان به تیر) منظور می‌گردد. بعد جوش بدست آمده باید در محدوده $a_{min} < a < a_{max}$ قرار گیرد.

نکته بسیار مهم در این قسمت این است که در طراحی جوش گوشه اتصال ورق به ستون فرض می‌شود که نیروی برشی تیر در مرکز سطح جوش ناودانی شکل اتصال ورق به جان تیر وارد شده و لذا نسبت به جوش اتصال ورق به ستون دارای خروج از محوریت

است. ازآنجاکه نیروی برشی در صفحه‌ای خارج از جوش اتصال به ستون قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و کشش ناشی از لنگر خمشی طراحی می‌گردد.

ر- بررسی لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده) ستون در محل صفحه کششی و فشاری تیر

وظیفه ورق‌های پیوستگی جلوگیری از لهیدگی جان و جلوگیری از کمانش آن در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم بال ستون در ناحیه کششی است.

- ناحیه فشاری ــ کمانش فشاری جان

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶ــ۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ϕR_n بزرگ‌تر شود، باید یک جفت سخت‌کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \le \phi R_n = \phi \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yw}}}{d_{wc}} \qquad \text{۱۳ــ۴}$$

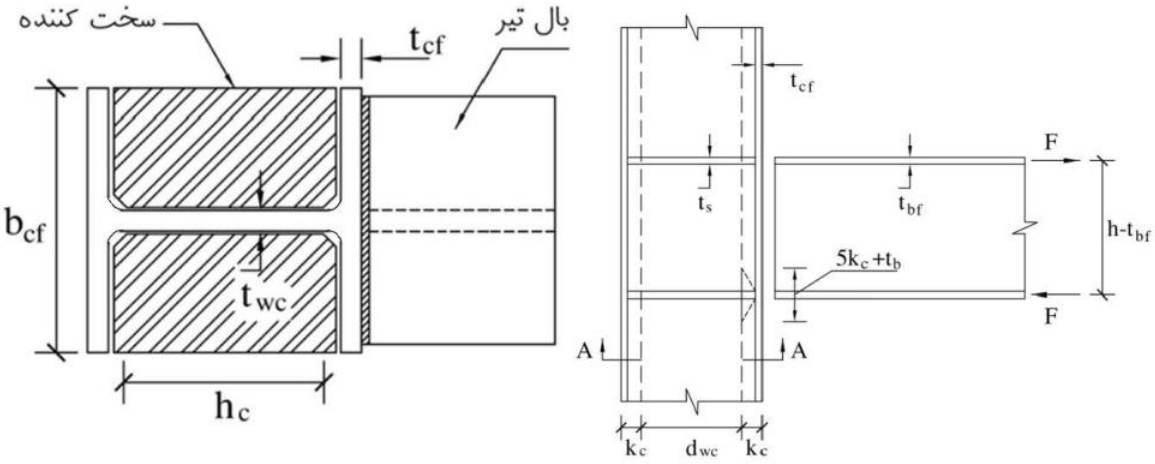
$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

d_{wc} ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصله بین دو بال در مقاطع ساخته شده از ورق)

t_{wc} ضخامت جان ستون

F_{yw} تنش تسلیم فولاد جان

E مدول الاستیسیته



الف) جزئیات اتصال صلب ب) مقطع A-A

شکل ۶ــ۱۳ نمایش سخت‌کننده‌ها در جان ستون

۳ــ۱۳ برای کنترل کمانش فشاری در جان ستون در مقابل بال فشاری تیر در اتصال صلب تیر به ستون است.

- ناحیه فشاری ــ تسلیم موضعی جان

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶ــ۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان ϕR_n بزرگ‌تر شود، برای جلوگیری از ضعف جان در برابر لهیدگی، باید یک جفت سخت‌کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \le \phi R_n = \phi(5K_c + N)F_{yw}t_w \qquad \text{۱۳ـ۵}$$
$$N = min\,(t_t\,, t_b) \ge K_c$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

K_c فاصله بین سطح خارجی بال ستون تا انتهای ماهیچه بین جان و بال درصورتی‌که ستون از نیمرخ نورد شده باشد و یا فاصله معادل در حالت مقطع ساخته شده با جوش است.

t_b ضخامت بال تیر یا ورق اتصال که بار متمرکز را به ستون منتقل می‌کند.

- ناحیه فشاری ـ لهیدگی جان ستون در برابر نیروی فشاری

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶ـ۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی لهیدگی جان ϕR_n بزرگ‌تر شود، باید یک جفت سخت‌کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \le \phi R_n = \phi 0.4 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}\right] \qquad \text{۱۳ـ۶}$$

$\phi = 0.75$ ضریب کاهش مقاومت

در صورت نیاز به سخت‌کننده، مطابق با ضوابط مبحث دهم [۴] سطح مقطع مجموع یک جفت قطعه تقویتی در جان ستون از مقداری که از ۵ـ۱۳ بدست می‌آید، کمتر نشود (این وضعیت در حالتهایی صادق است که مقدار محاسبه شده A_{st} مثبت باشد).

در ۷ـ۱۳ مقدار $F - \phi R_n$ در بحرانی‌ترین حالت (بیشترین مقدار ممکن از ۳ حالت مذکور) استفاده می‌شود.

$$A_{st} = \frac{F - \phi R_n}{0.9F_{yst}} \qquad \text{۱۳ـ۷}$$

A_{st} سطح مقطع سخت‌کننده‌ها

F_{yst} تنش تسلیم مصالح سخت‌کننده

- ناحیه کششی ـ خمش موضعی بال

در ستون‌ها درصورتی‌که نیروی کششی F از مقاومت طراحی خمش موضعی بال ϕR_n بزرگ‌تر باشد، استفاده از یک جفت سخت‌کننده در مقابل بال کششی تیر در اتصال صلب الزامی است.

$$F \le \phi R_n = \phi\left(6.25F_{yf}t_f^2\right) \qquad \text{۱۳ـ۸}$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

t_f ضخامت بال ستون تحت نیروی کششی

- ناحیه کششی ـ محدودیت‌های عرض و ضخامت سخت‌کننده

بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان سخت‌کننده‌هایی که از ۵ـ۱۳ و یا در ناحیه کششی در نظر گرفته می‌شود، باید محدودیتهای زیر را نیز جوابگو باشند:

[۴] تبصره ذیل بند ۱۰ـ۲ـ۹ـ۱۰ـ۲ مبحث دهم

- عرض هر سخت‌کننده به‌اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک‌سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد.

$$b_s > \frac{1}{3} b_f - \frac{t_w}{2} \qquad ۱۳ـ۹$$

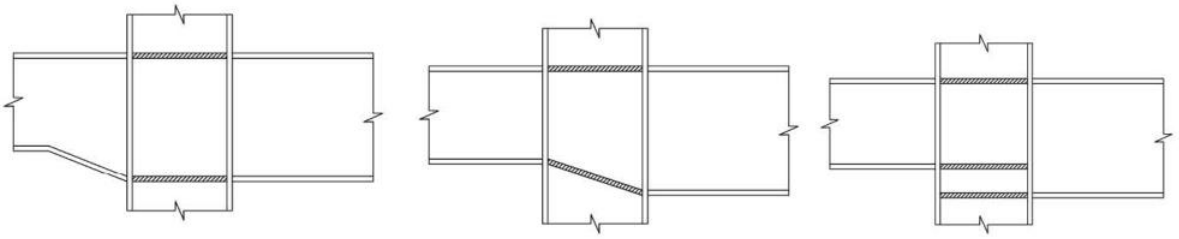
- نباید این سخت‌کننده از بال ستون بیرون بزند، یعنی $b_s \le \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}$
- ضخامت سخت‌کننده (t_s) نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد.
- ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از پهنای هر سخت‌کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.

$$t_s > max \begin{cases} 0.5 t_{bf} \\ 0.5 t_{PL} \\ \frac{b_s}{16} \end{cases} \qquad ۱۳ـ۱۰$$

- ارتفاع ورق سخت‌کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصله بین دو بال) باشد.
- جوش‌هایی که سخت‌کننده (قطعه تقویتی) را به جان ستون متصل می‌کند، باید در مقابل نیرویی که در قطعه تقویتی از لنگر نامتعادل در دو طرف ستون به وجود می‌آید، محاسبه شوند.
- سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت کامل به ستون جوش شوند.

سخت‌کننده‌ها باید به‌موازات بال تیر در صورت اتصال بال تیر به ستون و یا به‌موازات صفحات زیرسری و روسری در صورت صرف‌نظر از اتصال تیر به ستون قرار گیرند. تحقیقات نشان داده است چنانچه تقویت از میان صفحه بال تیر به‌اندازه ۵ cm فاصله داشته باشد، حدود ۶۵٪ کارایی دارد و اگر این فاصله به ۱۰ سانتیمتر برسد، فقط ۲۰٪ کارایی دارد.

توصیه می‌شود چنانچه ارتفاع دو تیر که به یک ستون برخورد می‌کنند، متفاوت باشد، موقعیت سخت‌کننده‌ها همانند شکل ۷ـ۱۳ خواهد بود.



الف) استفاده از دو سخت‌کننده به‌موازات یکدیگر

ب) استفاده از سخت‌کننده مورب

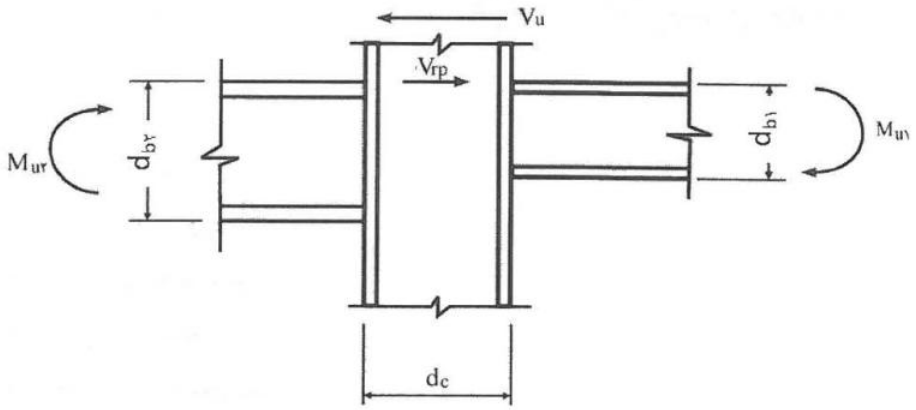
ج) استفاده از مقطع با اینرسی متغیر برای هم ارتفاع شدن تیرها

شکل ۷ـ۱۳ حالات مختلف قرارگیری سخت‌کننده‌ها

همان‌گونه که مطرح شد، وظیفه سخت‌کننده‌ها جلوگیری از لهیدگی جان در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم ستون در ناحیه کششی می‌باشد.

ز- کنترل برش در چشمه اتصال

چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای متصل به دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد.



شکل ۸ ـ ۱۳ ناحیه چشمه اتصال

چشمه اتصال باید توانایی تحمل برش نظیر نیروهای کششی و فشاری در بال‌ها، حاصل از لنگرهای حداکثر ناشی از زلزله در تراز سرویس را داشته باشد. این برش از ۱۱ ـ ۱۳ قابل محاسبه است:

$$V_{u_p} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \qquad ۱۳_۱۱$$

M_{u1} و M_{u2} به ترتیب لنگر انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری قائم وجانبی

V_{u_p} نیروی برشی ستون در بالای چشمه اتصال

d_{b1} و d_{b2} به ترتیب ارتفاع تیرهای سمت چپ و راست

مقاومت برشی طراحی در چشمه اتصال مساوی ϕR_n به شرح زیر می‌باشد:

- در حالتی که تأثیر تغییرشکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

اگر $\frac{P_u}{P_c} \le 0/4$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \qquad ۱۳_۱۲$$

اگر $\frac{P_u}{P_c} > 0/4$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_c}\right) \qquad ۱۳_۱۳$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

d_c ارتفاع مقطع ستون

t_w ضخامت جان ستون

P_u مقاومت محوری موردنیاز ستون

$P_c = P_y = A_g F_y$ مقاومت محوری تسلیم

روابط فوق برای ستون‌های با مقطع H شکل است که در آنها نیروی برشی جانبی لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد. اگر رابطه زیر برقرار نباشد، می‌بایست جان ستون با ورق مضاعف تقویت گردد.

$$V_{up} \leq \phi R_n \qquad \text{۱۳ــ ۱۴}$$

در ستون‌های تیرورق، لازم است جوش اتصال جان (یا جان‌های) ستون در ناحیه چشمه اتصال به بال ستون برای نیروی برشی چشمه اتصال طراحی شود. در این مورد طول اتصال جوشی می‌تواند برابر عمق تیر به‌اضافه عمق ستون در بالا و پایین ورق‌های پیوستگی در نظر گرفته شود.

ژ- کنترل کمانش برشی چشمه اتصال (کنترل پایداری ورق‌های اتصال)

ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال، باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$t_z \geq \frac{2(d_z + w_z)}{180} \qquad \text{۱۳ــ ۱۵}$$

t_z ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف).

d_z عمق چشمه اتصال برابر فاصله خالص بین ورق‌های پیوستگی.

w_z عرض چشمه اتصال برابر فاصله خالص بین بال‌های ستون.

درصورتی‌که ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف)، با جوش انگشتانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد.

س- کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون (مخصوص قاب خمشی ویژه)

این ضابطه به ضابطه ستون قوی ــ تیر ضعیف مشهور است و در آن ظرفیت خمشی ستون‌ها و تیرها در اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها باید چنان باشد که رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} \geq 1.0 \qquad \text{۱۳ــ ۱۶}$$

در این رابطه $\sum M^*_{pc}$ مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال است که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستون‌ها در نظر گرفته شده و مقدار آنها، باتوجه‌به نیروهای محوری موجود در ستون‌ها، از رابطه زیر بدست آورده می‌شوند:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - P_{uc}/A_g\right) \qquad \text{۱۳ــ ۱۷}$$

$\sum M^*_{pb}$ مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال است، که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها باتوجه‌به لنگرهای مورد انتظار در مفصلهای پلاستیک و مقادیر نیروی برشی در آنها از روابط زیر بدست آورده می‌شوند (به شکل ۱۲ــ۱۳ مراجعه شود):

$$\sum M^{*}_{pb} = \sum (V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}) \qquad ۱۳ـ ۱۸$$

Z_c اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g سطح مقطع ستون

F_{yc} تنش تسلیم فولاد ستون

P_{uc} مقاومت فشاری موردنیاز ستون حاصل از ترکیب بار زلزله تشدید یافته

M_{pb} لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

نکته: ستون‌هایی که یکی از دو شرط زیر را برآورده نمایند، لازم نیست رابطه (۱۴ـ ۷۸) را ارضاء نمایند:

- ستون‌هایی که در آنها در کلیه ترکیبات بارگذاری به جز ترکیب بار زلزله تشدید یافته، $P_{uc} \leq 0.3 P_c$ بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

P_c برابر با $F_{yc}.A_g$

P_{uc} نیروی محوری فشاری بدون ضریب در طراحی به روش تنش مجاز.

- ستون‌های ساختمان‌های یک طبقه و ستون‌های طبقه آخر ساختمان‌های چندطبقه
- تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی آنها کمتر از ۲۰٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی آن‌هایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳ % کل مقاومت برشی ستون‌های آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ستون‌های هر طبقه که در آن نسبت مقاومت برشی ستون‌ها به برش وارده در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقه فوقانی آن باشد. باتوجه‌به اینکه ضابطه اخیر مختص قاب‌های خمشی فولادی ویژه است، در طراحی اتصالات این قاب‌ها ضابطه فوق به طور کامل تشریح می‌گردد.

۱۳-۳-۲ طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی

حد شکل‌پذیری معمولی برای سازه‌هایی بکار می‌رود که در آنها انتظار به‌وجودآمدن تغییرشکل زیاد، مطرح نیست و تنها تأمین تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای رفت و برگشتی زلزله موردنظر است. طراحی تیرها، ستون‌ها، اتصال تیر به ستون، ورق‌های پیوستگی و وصله تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی باید به صورتی انجام گیرد که تحت اثر بارهای مفروض، تنش در آنها از مقادیر تنش مجاز تجاوز نکند. مراحل گام‌به‌گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری معمولی به‌صورت زیر است:

الف- محاسبه لنگر و برش طراحی

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات خمشی تیرها به ستون‌ها مقاومت خمشی موردنیاز طراحی اتصال برابر است با:

$$M_u = 1.1 R_y M_p$$ ۱۳ـ ۱۹

M_u مقاومت خمشی موردنیاز طراحی

M_p لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

R_y نسبت تنش تسلیم

R_y که برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر است، طبق جدول ۴ـ۱۳ تعیین می‌شود.

جدول ۴ـ۱۳ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده
۱/۲۰	سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

همچنین مقاومت برشی موردنیاز V_u به شرح زیر محاسبه می‌شود (به شکل ۱۲ـ۱۳ مراجعه شود):

$$V_u = \frac{\sum M_u}{L} + \frac{q_u L}{2}$$ ۱۳ـ ۲۰

L طول کل تیر

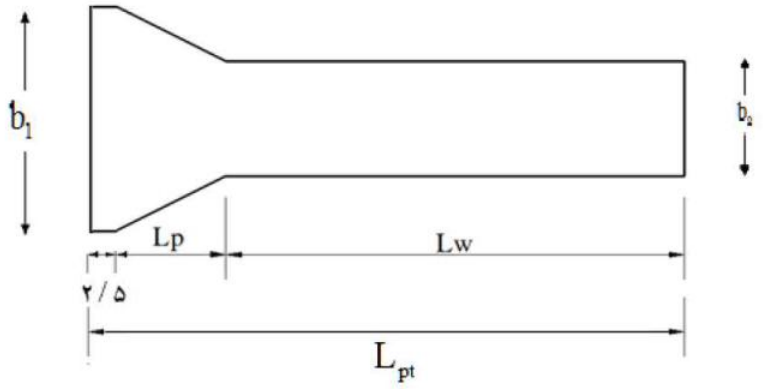
q_u بار ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شود $(q_u=1.2q_D+q_L+0.2q_S)$

ب- تعیین نیروی F

به گام ۲ بخش (۱۲ـ۲ـ۲ـ۱) مراجعه شود.

پ- طراحی صفحه کششی

طبق شکل ۹ـ۱۳ برای طراحی صفحه کششی نتیجه می‌شود:



شکل ۹ـ۱۳ نمایش صفحه فوقانی (کله گاوی)

$$R_u \le \phi R_n$$
$$R_u = F$$
$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$
$$A_{we} = b_1 t_t$$
$$F_{nw} = F_y$$
$$L_p = \frac{b_1 - b_2}{2tan(\alpha)} \quad , \quad \alpha \le 30^\circ$$
$$L_{pt} = 2.5 + \frac{b_1 - b_2}{2tan(\alpha)} + L_w$$

۱۳ـ ۲۱

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

b_1 عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به ستون که $b_1 \le b_{fc}$

b_2 عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به تیر که برابر است با $b_{fb} - 3cm$

t_t ضخامت ورق کششی

β ضریب کنترل جوش

F_{nw} بر اساس ظرفیت کششی ورق تعیین می‌شود.

عرض ورق کششی باید کمتر از عرض بال تیر باشد تا ورق با جوش افقی به‌راحتی به بال تیر متصل می‌گردد.

کنترل ورق در قسمت باریک برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$$R_u \le \phi R_n = 0.9\, R_n$$
$$R_u = F$$
$$R_n = F_n(b_2 t_p) \quad , \quad F_n = F_y$$

۱۳ـ ۲۲

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

ت- محاسبه جوش شیاری موردنیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

سطح جوش لب موردنیاز در صفحه کششی از تقسیم F بر تنش جوش بدست می آید. عرض این صفحه باید کمتر از عرض بال ستون باشد تا به‌راحتی بر روی ستون جوش شود.

ث- طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی به ستون داشته باشد؛ بنابراین نتیجه می‌شود:

$$R_u \le \phi R_n = 0.75\, R_n$$
$$R_u = F$$
$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$
$$A_{we} = L_{we}(0.707 a_w)$$
$$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$$
$$L_{we} = 2L_w + b_2$$

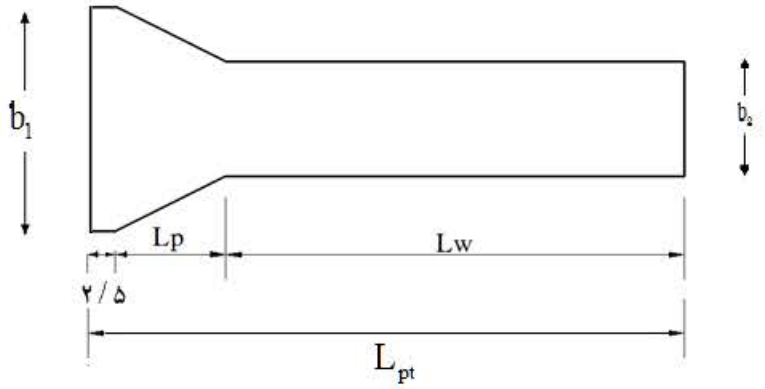
۱۳ـ ۲۳

$\phi = 0.75$ ضریب کاهش مقاومت

با فرض L_{we} می‌توان بعد جوش گوشه ورق کششی به تیر را محاسبه نمود.

ج- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

طبق شکل ۱۰ ـ ۱۳ برای کنترل صلبیت ورق کششی نتیجه می‌شود:



شکل ۱۰ـ ۱۳ نمایش ورق فوقانی

$$L_{pt} = 2.5 + L_p + L_w$$
$$\frac{L_{pt}}{t_t} < 30 \qquad \text{۱۳ـ ۲۴}$$
$$50\,mm \le L_p \le 4t_t$$

توجه: این کنترل می‌بایست برای هر دو ورق فوقانی و تحتانی جداگانه انجام گیرد.

چ- طراحی ورق تحتانی

طراحی ورق تحتانی همانند ورق فوقانی می‌باشد با این تفاوت که عرض ورق تحتانی به‌اندازه ۳ سانتی‌متر از عرض بال تیر بزرگ‌تر در نظر گرفته می‌شود.

ح- طراحی ورق اتصال جان (انتقال‌دهنده نیروی برشی اتصال)

ورق اتصال جان به‌صورت دوبل در دو سمت جان تیر در نظر گرفته می‌شود. برای طراحی آن، برای ابعاد ورق یک حدس اولیه زده می‌شود و ضخامت آن در حدود ضخامت جان تیر در نظر گرفته می‌شود و سپس طبق روابط زیر به کنترل ورق‌ها برای تحمل برش پرداخته می‌شود.

$$V_u \le \phi_v V_n = 0.9\,V_n$$
$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad \text{۱۳ـ ۲۵}$$
$$A_w = 2t_{pw}h_{pw} \quad , \quad C_v = 1.0$$
$$h_{pw} \approx (0.5 \text{ or } 0.75)(d_b - 2t_{fb})$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

خ- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

همان گونه که قبلاً اشاره شد، جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و پیچش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر به دست می‌آید.

د- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

جوش تحت اثر خمش و برش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و خمش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر به دست می‌آید.

ذ- بررسی لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی در بال کششی و فشاری تیر

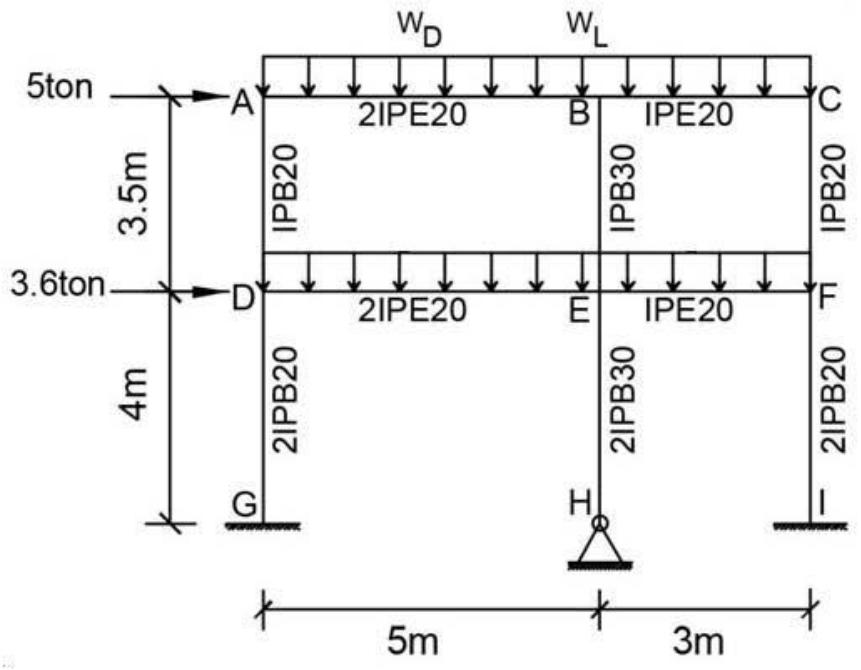
به مرحله دوازدهم بخش (۱۲ــ۲ــ۲ــ۱) مراجعه شود.

ر- کنترل چشمه اتصال

به مرحله سیزدهم و چهاردهم بخش (۱۲ــ۲ــ۲ــ۱) مراجعه شود.

مثال ۱۳-۱ ××

قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری معمولی مطابق شکل ۱۱ــ۱۳ موردنظر است. شدت بار زنده وارد بر تیرها 1.6ton/m و بار مرده 1.5ton/m و نیروی جانبی زلزله در طبقات اول و دوم به ترتیب 3.8ton و 5ton و نیروی محوری ضریب دار ستون 30ton می‌باشد. مطلوب است طرح کامل اتصال صلب تیر EF به ستون FI در گره F



شکل ۱۱ ـ ۱۳ قاب مثال

حل:

$IPE20(d = 20\ cm, b_f = 10\ cm, t_w = 0.56\ cm, t_f = 0.85\ cm, S_x = 194\ cm^3, Z_x = 217.28\ cm^3)$
$IPB20(d = 20\ cm, b_f = 20\ cm, t_w = 0.9\ cm, t_f = 1.5\ cm, Z_x = 643\ cm^3, A = 78.1\ cm^2, c = 3.3cm)$

گام ۱- محاسبه لنگر و برش طراحی اتصال

باتوجه‌به بند ۱۰ ـ ۱ ـ ۱۰ ـ ۱ قسمت پ ـ ۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، لنگر طراحی اتصال برابر است با:

$$M_u = 1.1 \times R_y \times (Z_x F_y) = 1.1 \times 1.2 \times 217.28 \times 2400 = 688343\ kg.cm$$

باتوجه‌به بند ۱۰ ـ ۱ ـ ۱۰ ـ ۱ قسمت پ ـ ۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برش وارد بر اتصال برابر است با:

$$q_u = 1.2q_D + q_L + 0.2q_s = 1.2 \times 1.5 + 1 \times 1.6 = 3.4\ \frac{t}{m}$$

$$V_u = \frac{\sum M_u}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$V_u = \frac{2 \times 6.88}{3} + \frac{3.4 \times 3}{2} = 9.68\ ton$$

گام ۲- محاسبه نیروی کششی و فشاری وارد بر ورق‌های بالاسری و زیرسری

فرض می‌شود:

$$t_t = 2.5cm$$

$$F = \frac{M_u}{d + t_t} = \frac{688343}{20 + 2.5} = 30593\ kg$$

گام ۳- طراحی ورق بالاسری بر اساس ظرفیت جوش نفوذی سر آن به ستون

$R_u \le \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$

$R_u = F = 30593\ kg$

$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 2400 \times A_{we}$

$R_u \le \phi R_n \Longrightarrow 30593 \le 0.9 \times 0.75 \times 2400 \times A_{we} \Longrightarrow A_{we} \ge 18.88\ cm^2$

$t_t = 25\ mm \Longrightarrow b_1 t_t \ge 18.88\ cm^2 \Longrightarrow b_1 \ge 7.55\ cm$

$b_1 = 10\ cm \le b_{fc} = 2 \times 20 = 40\ cm$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 10 = 7.5\ cm \le b_{fb} - 2 = 8\ cm$$

کنترل ورق بالاسری در قسمت باریک برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$R_u \le \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$

$R_u = F = 30593\ kg$

$R_n = F_n\, A_g = F_y \times b_2 t_t$

$R_n = 2400 \times 7.5 \times 2.5 = 45000\ kg$

$R_u = 30593\ kg \le \phi R_n = 0.9 \times 45000\ kg$

در نتیجه ابعاد ورق بالاسری مناسب می‌باشد.

گام ۴- محاسبه جوش شیاری موردنیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون:

باتوجه‌به محاسبه عرض b_1 و ضخامت ورق روسری، از جوش نفوذی کامل در عرض b_1 و در ضخامت ورق $(A_w = b_2 t_t)$ استفاده می‌شود.

گام ۵- طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

$50\ mm \le L_p \le 4t_t \Longrightarrow 50\ mm \le L_p \le 4 \times 2.5 \Longrightarrow L_p = 7\ cm$

$L_{Pt} = 2.5 + L_p + L_w = 7 + 20 = 29.5\ cm$

$\frac{L_{Pt}}{t_t} < 30 \Longrightarrow \frac{29.5}{2.5} = 11.8 < 30$

بعد جوش ماکزیمم در نظر گرفته می‌شود. به همین منظور بین ورق اتصال و بال تیر، قسمت نازک‌تر، بال تیر است که ضخامت آن ۰/۸۵ می‌باشد. ساق جوش باید از مقدار ضخامت، کمتر باشد.

$a_w = 0.8\text{cm}$

$R_u = 30593\ kg \le \phi R_n = \phi \beta f_{nw} A_{we} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4.2 \times 0.707 \times 0.8 \times L_{we}$

$\rightarrow L_{we} \ge 38.5cm$

$L_{we} = 2L_w + b_2 \Longrightarrow 38.5 = 2L_w + 7.5 \Longrightarrow L_w \ge 15.5\text{cm} \Longrightarrow L_w = 16\ cm$

$L_{pt} = 2.5 + L_p + L_w = 2.5 + 7 + 16 = 25.5\ cm$

برای اجرایی شدن ابعاد ورق، بهتر است اندازه بدست آمده به ۳۰ سانتیمتر تغییر یابد که در این صورت، مقادیر L_p یا L_w قابل افزایش هستند.

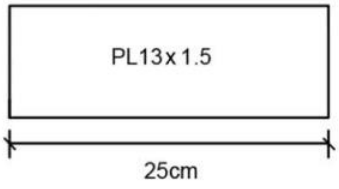
$L_{pt} = 30cm \rightarrow L_p = 7 + 4.5 = 11.5cm > 10cm \rightarrow L_p = 10cm, 2.5 + 1.5 = 4cm$

گام ۶- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

$$50\ mm \le L_p \le 4t_t \Longrightarrow 50\ mm \le L_p \le 4 \times 2.5 \Longrightarrow L_p = 7\ cm$$
$$L_{Pt} = 2.5 + L_p + L_w = 2.5 + 7 + 16 = 25.5\ cm$$
$$\frac{L_{Pt}}{t_t} < 30 \Longrightarrow \frac{30}{2.5} = 12 < 30$$

گام ۷- طراحی ورق تحتانی

برای ورق اتصال پایین از مساحت ورق اتصال بالا استفاده می‌شود. بال تیر به این ورق در دو طرف جوش می‌شود درحالی‌که ورق بالا سه طرف جوش شده است.



مساحت ورق روسری $= b_2 \times t_t = 7.5 \times 2.5 = 18.75\ cm^2$

مساحت ورق روسری= مساحت ورق زیرسری $= 18.75\ cm^2$

عرض ورق زیرسری $= b_f + 3cm = 10 + 3 = 13\ cm$

ضخامت ورق زیرسری $= t_b \ge \frac{18.75}{13} = 1.44cm \Longrightarrow t_b = 1.5\ cm$

ابعاد ورق زیرسری:

$$PL13 \times 1.5 \left(L_{we} = \frac{38.5}{2} = 19.25 \cong 20\ cm\right)$$

گام ۸- طراحی ورق اتصال جان

$$h_{pw} \approx (0.75)\left(d_b - 2t_{fb}\right) = 0.75 \times (20 - 2 \times 0.85) = 13.72 \Longrightarrow h_{pw} = 12\ cm$$
$$t_{pw} = 0.5$$
$$V_n = 0.6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 0.5 \times 12 \times 1 = 17280\ kg$$
$$V_u \le \phi_v V_n \quad , \quad \phi = 0.9$$
$$9600\ kg \le 0.9 \times 17280 = 15552\ kg$$

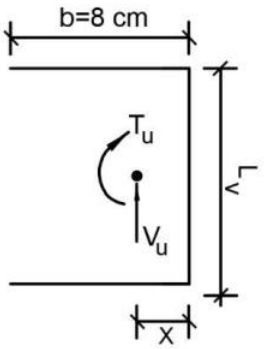
طول ورق ۱۰ سانتیمتر فرض می‌شود.

گام ۹- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است.

$$b = 10 - a' = 10 - 2 = 8\ cm$$
$$L_v = 12\ cm$$
$$I_P = \frac{8b^3 + 6bL_v^2 + L_v^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L_v} = \frac{8 \times 8^3 + 6 \times 8 \times 12^2 + 12^3}{12} - \frac{8^4}{2 \times 8 + 12}$$
$$I_P = 915\ cm^3$$
$$\overline{X} = \frac{b^2}{2b + L_v} = \frac{8^2}{2 \times 8 + 12} = 2.28\ cm$$
$$e = 10 - 2.28 = 7.72\ cm$$

$$f'_y = \frac{V_u}{2(2b + L_v)} = \frac{9.68 \times 10^3}{2(2 \times 8 + 12)} = 172.85 \ \frac{kg}{cm}$$



با فرض دو ورق اتصال

$$f''_x = \frac{V_u e L_v}{4I_p} = \frac{9.68 \times 10^3 \times 7.72 \times 12}{4 \times 915} = 245 \ \frac{kg}{cm}$$

$$f''_y = \frac{V_u e (b - \overline{X})}{2I_p} = \frac{9.68 \times 10^3 \times 7.72 \times (8 - 2.28)}{2 \times 915} = 233.58 \ \frac{kg}{cm}$$

محاسبه برآیند:

$$f_{ur} = \sqrt{(f''_{ux})^2 + (f'_{uy} + f''_{uy})^2} = \sqrt{(245)^2 + (172.85 + 233.85)^2} = 474.56 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$R_{nw} = \phi\beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707a_w$$

$$f_{ur} \le R_{nw} \Longrightarrow 474.56 \le 1002.17a_w \Longrightarrow a_w \ge 0.47 \ cm \Longrightarrow a_w = 5 \ mm$$

گام ۱۰- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

$$M_u = V_u e = 9.68 \times 10^3 \times 7.72 = 74729.6 \ kg.cm$$

$$f'_y = \frac{V_u}{2L_v} = \frac{9.68 \times 10^3}{2 \times 12} 403.33 \ \frac{kg}{cm}$$

$$f''_x = \frac{V_u e}{S} = \frac{6M_u}{2L_v^2} = \frac{6 \times 74729.6}{2 \times 12^2} = 1556.87 \ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f''_x)^2 + (f'_y)^2} = \sqrt{1556.87^2 + 403.33^2} = 1608.27 \ \frac{kg}{cm}$$

$$R_{uw} = \phi\beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707a_w$$

$$f_{ur} \le R_{uw} \Longrightarrow 1608.27 \le 1002.17a_w \Longrightarrow a_w \ge 1.60 \ cm \Longrightarrow a_w = 17 \ mm$$

مقایسه با حداکثر و حداقل بعد جوش:

$$\begin{cases} t_{pl} = 5 \ mm \\ t_{fc} = 1.5 \ cm \end{cases} \Longrightarrow t_{min} = 5 \ mm$$

$$\begin{cases} a_{min} = 3 \ mm \\ a_{max} = 5 \ mm \end{cases} \Longrightarrow a_w = 17 \ mm > 5 \ mm \qquad not \ good$$

در این حالت یا باید اتصال ورق به بال ستون با جوش نفوذی انجام شود که در این صورت باید محاسبات با این فرض تکرار شود.

$$t_{pl} = 20 \ mm \Longrightarrow a_{max} = 15 \ mm$$

گام ۱۱- بررسی لزوم استفاده از سخت‌کننده

الف) ناحیه کششی

$$F > \phi R_n = \phi\left(6.25 F_{yf} t_f^2\right) \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$30593.02\ kg \nleq 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times 1.5^2 = 30375\ kg$$

از آنجایی که رابطه بالا برقرار نمی‌باشد نیاز به سخت‌کننده در ناحیه کششی می‌باشد.

محاسبه سطح مقطع سخت‌کننده‌ها:

$$A_{st} = \frac{T - \phi R_n}{0.9 F_{yst}} = \frac{30593.02 - 30375}{0.9 \times 2400} = 0.1\ cm^2$$

از PL160x80x10mm۲ برای سخت‌کننده‌ها استفاده می‌شود.

ب) ناحیه فشاری ـ کنترل تسلیم موضعی جان ستون

$$N = min\ (t_p, t_{fb}) \geq K_c$$

$$N = 3.3\ cm$$

$$F > \phi R_n = \phi(5K_c + N) F_{yw} t_w \quad ; \quad \phi = 1.0$$

$$\frac{30593.02}{2} = 15296.5 kg < 1.0(5 \times 3.3 + 3.3) \times 2400 \times 0.9 = 42768\ kg$$

از این کنترل نیاز به استفاده از سخت‌کننده در ناحیه فشاری نمی‌باشد.

پ) ناحیه فشاری ـ کنترل کمانش فشاری در جان ستون

$$F > \phi R_n = \phi \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h - 2c} \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$\frac{30593.02}{2} = 15296.5\ kg < 0.9 \frac{24 \times 0.9^3 \sqrt{2.1 \times 10^6 \times 2400}}{(20 - 2 \times 3.3)} = 92693.5\ kg$$

از این کنترل نیاز به سخت‌کننده در ناحیه فشاری نمی‌باشد.

ت) ناحیه فشاری ـ کنترل لهیدگی جان

$$T_u \leq \varphi \times 0.4 t_{wc}^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}}\right)^{1.5}\right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$T_u \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.9^2 \left[1 + 3\left(\frac{3.3}{20}\right)\left(\frac{0.9}{1.5}\right)^{1.5}\right] \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 2400 \times 1.5}{0.9}}$$

$$T_u = \frac{30593.02}{2}\ kg \leq 27394.9\ kg$$

از این کنترل نیاز به سخت‌کننده در ناحیه فشاری نمی‌باشد.

گام ۱۲- کنترل چشمه اتصال

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u$$

$$V_{up} = \frac{6.88 \times 10^5}{20} - 3.8 \times 10^3 = 30600\ kg$$

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.4 \Longrightarrow \frac{30 \times 10^3}{78.1 \times 2 \times 2400} = 0.08 < 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 20 \times 0.9 \times 2 = 51840\ kg$$
$$\phi R_n = 0.9 \times 51840 = 46656\ kg$$
$$30600\ kg < 46656\ kg$$

۱۳-۳-۳ طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط

این حد (شکل‌پذیری متوسط) برای سازه‌هایی الزامی است که در آنها پاسخ سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع سازه باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد و کمانش موضعی برخوردار باشند. سازه‌ای در این رده قرار می‌گیرد که ضوابط خاص این بخش را برآورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه‌ها ۰/۰۲ رادیان و دوران فرا ارتجاعی حدود ۰/۰۱ رادیان است.

طراحی قاب‌های خمشی متوسط، باید چنان انجام شود که مفصل پلاستیک خمشی در داخل تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید $0.5d_b$ در نظر گرفته شود، لیکن لزومی ندارد این فاصله بیش از $1.5d_b$ باشد. (d_b ارتفاع مقطع تیر است). این امر یا از طریق تقویت تیر در محل اتصال به بر ستون انجام می‌شود، و یا با تضعیف مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و همچنین استفاده از اتصالات از پیش تایید شده عملی می‌گردد.

لازم به ذکر است که مهندسین در کارهای معمول خود از قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در طراحی قاب‌های صلب استفاده می نمایند. مراحل گام‌به‌گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط به‌صورت زیر است:

الف- محاسبه لنگر و برش طراحی

طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصال تیر به ستون باید برای برش مورد انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد.

$$V_{pr} = \frac{\sum M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \qquad ۱۳_۲۶$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \qquad ۱۳_۲۷$$

$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr} \qquad ۱۳_۲۸$$

$$V_u = V_{pr} + q_u S_h \qquad ۱۳_۲۹$$

M_u و V_u ممان و برش اتصال

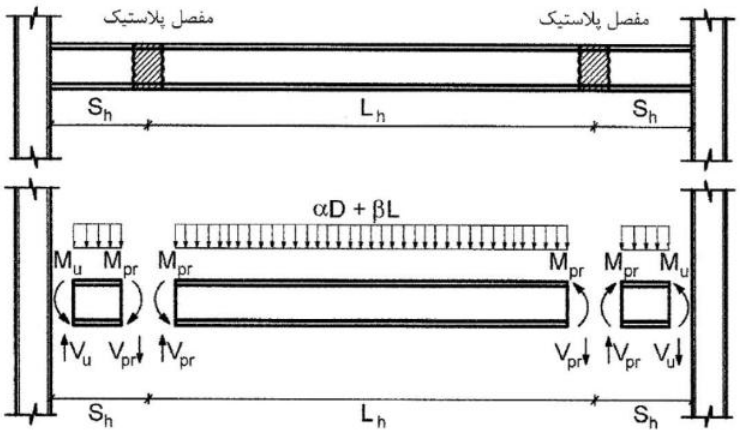
M_{pr} و V_{pr} ممان و برش مورد انتظار تیر

S_h=0.5d OR 1.5d

M_p لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $Z.F_y$

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر

C_{pr} ضریب سخت شدگی و قیود



شکل ۱۲ـ۱۳ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی برای طراحی اتصال

C_{pr} ضریبی است که در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل سخت شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون می‌باشد از رابطه زیر بدست می آید:

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \le 1.2 \qquad ۱۳_۳۰$$

qu بار ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شود.

برای طراحی اتصال صلب با شکل‌پذیری متوسط باید از مقادیر M_u و V_u استفاده نمود.

ب- گام دوم تا دهم

گام دوم تا دهم طراحی اتصال صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی معمولی است. بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می‌شود. از طرفی در اتصالات قاب‌های خمشی متوسط نیازی به اعمال مرحله ۱۵ از بخش (۱۴ـ۲ـ۲ـ۱) نمی‌باشد. به عبارتی کنترل ضابطه ستون قوی ـ تیر ضعیف مختص قاب خمشی ویژه است.

پ- بررسی لزوم سخت‌کننده

علاوه بر رعایت ضوابط شکل‌پذیری معمولی ضابطه زیر باید رعایت شود.

برای حد شکل‌پذیری متوسط در مورد ستون‌های H شکل اگر ضخامت بال ستون از دو مقدار زیر بیشتر شود، نیازی به ورق پیوستگی نیست.

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}}{R_{yc}}} \qquad ۱۳_۳۱$$

$$t_{cf} \ge \frac{b_{bf}}{6}$$

b_{bf} پهنای بال تیر

t_{bf} ضخامت بال تیر

t_{cf} ضخامت بال ستون

R_{yc} مقدار R_y برای ستون

R_{yb} مقدار R_y برای تیر

در انتخاب ابعاد سخت‌کننده باید محدودیت‌های زیر رعایت شود:

$$2b_s + t_{wc} \geq max\begin{cases}\frac{2}{3}b_1\\ \frac{2}{3}b_{fb}\end{cases} \qquad ۱۳_۳۲$$

$$t_s \geq max\begin{cases}\frac{t}{2}\\ \frac{b_s}{16}\end{cases}$$

b_{bf} پهنای بال تیر

b_1 عرض ورق اتصال بال تیر

t ضخامت ورق اتصال تیر

h_s ارتفاع سخت‌کننده که برابر با ارتفاع آزاد جان ستون h_c

برای حد شکل‌پذیری متوسط علاوه بر ضوابط فوق، ضوابط زیر نیز باید کنترل شود:

$$2b_s + t_{wc} \geq max\begin{cases}b_1\\ b_{fb}\end{cases} \qquad ۱۳_۳۳$$

اگر از هر دو سمت بال ستون، دو تیر با اتصال صلب به ستون متصل شده باشد:

$$t_s \geq t \qquad ۱۳_۳۴$$

در ستون H شکل برای رعایت کمانش موضعی:

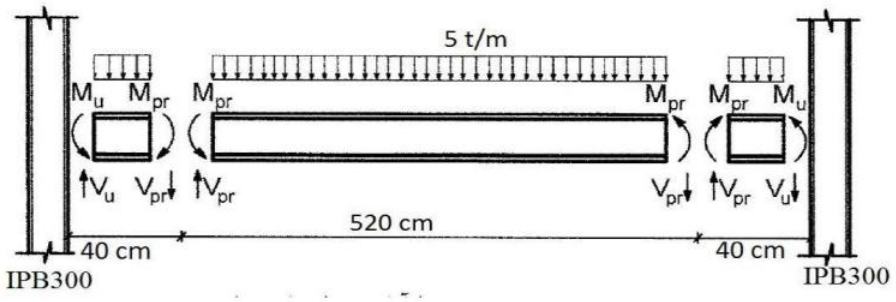
$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad ۱۳_۳۵$$

ت- کنترل برش در چشمه اتصال

به مرحله یازدهم در بخش (۱۴ـ۲ـ۲ـ۱) مراجعه شود.

مثال ۱۳-۲

مطلوبست طراحی اتصال صلب تیر به ستون از نوع ورق روسری و زیرسری با سطح شکل‌پذیری متوسط. این اتصال مربوط به طبقه دوم ساختمانی ۴ طبقه می‌باشد. نیروی برشی ضریب دار ستون در طبقه بالای تیر ۶ تن و نیروی محوری ضریب دار ستون ۵۰ تن می‌باشد. مقطع ستون IPB30 و مقطع تیر IPE30 است و اتصال صلب در هر دو سمت ستون وجود دارد (دو تیر IPE30 با مشخصات مشابه به ستون وصل می شوند). اتصال به بال ستون می‌باشد. طول دهانه آزاد تیر ۶ متر و شدت بار ضریب دار مرده و زنده وارد بر تیر $q_u = 1.2q_D + q_L = 5\frac{ton}{m}$ و فاصله مفصل پلاستیک از لبه ستون ۴۰ سانتیمتر فرض می‌شود.



شکل ۱۳ـ۱۳ قاب مثال

حل:

IPB30: d=30cm, bf=30cm, tw=1.1cm, tf=1.9cm, A=149.11cm2

IPE30: d=30cm, b_f=15cm, t_w=0.71cm, t_f=1.07cm, A=53.8cm, Z=628cm^3

گام ۱- محاسبه لنگر و برش طراحی اتصال

محل مفصل پلاستیک در انتهای ورق‌های اتصال بال های بالا و پایین است. در شروع حل، طول این ورق‌ها نامشخص می‌باشد در نتیجه یک حدس اولیه زده می‌شود ، اگر در ادامه مقادیر واقعی با حدس اولیه اختلاف قابل ملاحظه ای داشت، باید دوباره برگشته و محاسبات تکرار شود.

لنگر طراحی اتصال برابر است با:

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \le 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \nleq 1.2 \Longrightarrow C_{pr} = 1.2$$

مقطع نورد شده می‌باشد در نتیجه:

$$R_y = 1.2$$

لنگر پلاستیک برابر است با:

$$M_p = ZF_y$$

$$M_p = 628 \times 2400 = 1507200\ kg.cm$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$M_{pr} = 1.2 \times 1.2 \times 1507200 = 21.7 \times 10^5\ kg.cm = 21700\ kg.m$$

V_{pr} بر اساس تعادل میانی تیر بدست می آید:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2}$$

$$V_{pr} = \frac{2 \times 21.7 \times 10^5}{520} + \frac{5 \times 10^3 \times 10^{-2} \times 520}{2} = 21346\ kg$$

محاسبه M_u و V_u بر اساس تعادل قطعه اول و آخر:

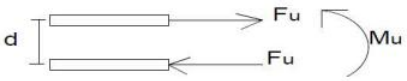
$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}$$

$$M_u = 21346 \times 0.4 + \frac{5000 \times 0.4^2}{2} + 21700 = 30368\ kg.m$$

$$V_u = V_{pr} + q_u S_h$$

$$V_u = 21346 + 5000 \times 0.4 = 23346\ kg$$

گام ۲- محاسبه نیروی کششی و فشاری وارد بر ورق‌های روسری و زیرسری



فرض $t_t = 2.5\ cm$

$$F_u = \frac{M_u}{d} = \frac{30.648 \times 10^5}{32.5} = 94301.5\ kg$$

گام ۳- طراحی ورق بالاسری (b_1, b_2, t_t) بر اساس کفایت جوش ورق

$$R_u \le \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 94301.5\ kg$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 2400 \times A_{we}$$

$$R_u \le \phi R_n \Longrightarrow 94301.5 \le 0.9 \times 0.75 \times 2400 \times A_{we} \Longrightarrow A_{we} \ge 58.21\ cm^2$$

$$t_t = 25\ mm \Longrightarrow b_1 t_t \ge 58.21\ cm^2 \Longrightarrow b_1 \ge 23.28\ cm$$

$$b_1 = 25\ cm \le b_{fc} = 30\ cm$$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 25 = 18.75\ cm \nleq b_{fb} = 15\ cm$$

$$t_t = 3.5\ cm \Longrightarrow b_1 t_t \ge 58.21 cm^2 \Longrightarrow b_1 \ge 16.63\ cm \Longrightarrow b_1 = 18\ cm$$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 18 = 13.5\ cm \le b_{fb} = 15\ cm$$

کنترل ورق در قسمت باریک (b2) برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$$R_u \le \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 94301.5\ kg$$

$$R_n = F_n(b_2 t_t) \quad , \quad F_n = F_y$$

$$R_n = 2400 \times 13.5 \times 3.5 = 113400\ kg$$

$$R_u \le \phi R_n \Longrightarrow 94301.5\ kg \le 0.9 \times 113400 = 102060\ kg$$

در نتیجه ابعاد ورق بالاسری مناسب می‌باشد.

گام ۴- محاسبه جوش شیاری موردنیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

جوش لب صفحه فوقانی، کارگاهی و تحتانی به ستون، کارخانه‌ای می‌باشد.

گام ۵- طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

ازآنجاکه ضخامت ورق از ۱٫۵ سانتیمتر بیشتر می‌باشد، الکترود سازگار با آن ، الکترود E70 می‌باشد

$$R_u \le \phi R_n \quad , \quad \phi = 0.75$$

$R_u = F = 94301.5\ kg$

$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times L_{we}(0.707 a_w) = 1558.9 L_{we} a_w$

$R_u \le \phi R_n \Longrightarrow 94301.5\ kg \le 0.75 \times 1558.9 L_{we} a_w = 1169.175 L_{we} a_w$

بعد جوش ماکزیمم انتخاب می‌شود. بین ورق اتصال و بال تیر، قسمت نازک‌تر، بال تیر می‌باشد که ضخامت آن ۱/۰۷ سانتیمتر می‌باشد که باتوجه‌به جدول (۱۱ـ۴ـ) حداقل بعد جوش $a_{min} = 5mm$ می‌باشد. ضمناً برای بعد حداکثر جوش داریم:

$a_{max} = min\{t_t - 2, t_f\} = min\{35 - 2{,}10.7\} = 10.7 \Longrightarrow a_w = 9\ mm$

$R_u \le \phi R_n \Longrightarrow 94301.5\ kg \le 1169.175 L_{we} a_w$

$\xrightarrow{a_w = 9\ mm} L_{we} \ge \dfrac{94301.5}{1169.175 \times 0.9} = 89.62\ cm \Longrightarrow L_{we} = 90\ cm$

$L_{we} = 2L_w + b_2 \Longrightarrow L_w = \dfrac{90 - 13.5}{2} = 38.25\ cm$

$l'_p = \dfrac{18 - 13.8}{2tan30} = 4.0\ cm$

$5cm \le l_p \le 4t_t \rightarrow l_p = 5.0\ cm$

$L_{pt} = 2.5 + 5.0 + 38.25 = 45.38 \Longrightarrow L_{pt} \cong 45\ cm$

طول ورق با فرض اولیه ۴۰ سانتیمتر در صورت‌مسئله برای موقعیت مفصل پلاستیک اختلاف زیادی ندارد.

گام ۶- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

$\dfrac{L_{pt}}{t_t} < 30 \Longrightarrow \dfrac{45}{3.5} = 12.85 < 30$

گام ۷- طراحی ورق تحتانی

برای ورق اتصال پایین از مساحت ورق اتصال بالا استفاده می‌شود. (بال تیر به این ورق در دو طرف جوش می‌شود درحالی‌که ورق بالا سه طرف جوش شده است)

$b_2 \times t_t = 13.5 \times 3.5 = 47.25\ cm^2$ مساحت ورق روسری

$47.25\ cm^2$ مساحت ورق روسری= مساحت ورق زیرسری

$b_f + 3\ cm = 15 + 3 = 18\ cm$ عرض ورق زیرسری

$t_b \ge \frac{47.25}{18} = 2.625\ cm \rightarrow t_b = 2.8\ cm$ ضخامت ورق زیرسری

$l = \frac{89.62}{2} + (a' = 2\text{cm}) = 46.8\ cm \rightarrow l = 50\ cm$

$\rightarrow use\ PL\ 50 * 18 * 2.8$

گام ۸- طراحی ورق اتصال جان

ورق اتصال جان به‌صورت دوبل در دو سمت قرار می‌گیرد. ابتدا یک حدس اولیه برای ابعاد ورق زده می‌شود و ضخامت آن در حدود ضخامت جان تیر در نظر گرفته می‌شود.

کنترل ابعاد ورق برای تحمل برش:

$(h-2c)_{beam} = 24.9\ cm \Longrightarrow h_{pl} = 23\ cm$

$t_{plw} = 0.6$

$V_n = 0.6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 0.6 \times 23 \times 1 = 39744\ kg$

$V_u \le \phi_v V_n \quad , \quad \phi = 0.9$

$23346\ kg \le 0.9 \times 39744 = 35769.6\ kg$

طول ورق ۱۰ سانتی‌متر فرض می‌شود.

گام ۹- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر (به‌صورت دورتادور)

جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است.

$b = 10 - a' = 10 - 1 = 9\ cm$

$L_v = 23\ cm$

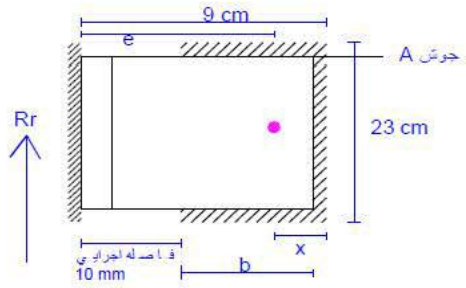
$$I_P = \frac{8b^3 + 6bL_v^2 + L_v^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L_v} = \frac{8 \times 9^3 + 6 \times 9 \times 23^2 + 12^3}{12} - \frac{9^4}{2 \times 9 + 12}$$

$I_P = 3720\ cm^3$

$$\overline{X} = \frac{b^2}{2b + d} = \frac{9^2}{2 \times 9 + 23} = 1.97\ cm$$

$e = 10 - 1.97 = 8.03\ cm$

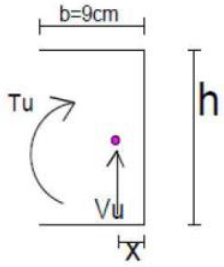
$$f_y' = \frac{V_u}{2(2b + h)} = \frac{23346}{2(2 \times 9 + 23)} = 285\ \frac{kg}{cm}$$



با فرض دو ورق اتصال

$$f_x'' = \frac{V_u eh}{4I_P} = \frac{23346 \times 8.03 \times 23}{4 \times 3720} = 290\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_y'' = \frac{V_u e(b - \overline{X})}{2I_P} = \frac{23346 \times 8.03 \times (9 - 1.97)}{2 \times 3720} = 177\ \frac{kg}{cm}$$



محاسبه برآیند:

$$f_{ur} = \sqrt{(f_{ux}^{"})^2 + (f_{uy}' + f_{uy}^{"})^2} = \sqrt{(290)^2 + (285 + 177)^2} = 545\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$R_{nw} = \phi\beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a_w$$

$$f_{ur} \le R_{nw} \Longrightarrow 545 \le 1169.2a_w \Longrightarrow a_w \ge 0.46\ cm \Longrightarrow a_w = 5\ mm$$

گام ۱۰- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

$$M_u = V_u e = 23346 \times 8.03 = 187468.38\ kg.cm$$

$$f_y' = \frac{V_u}{2h} = \frac{23346}{2 \times 23} = 507.52\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_x^{"} = \frac{V_u e}{S} = \frac{6M_u}{2h^2} = \frac{6 \times 187468.38}{2 \times 23^2} = 1063.15\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_x^{"})^2 + (f_y')^2} = \sqrt{1063.15^2 + 507.52^2} = 1178.08\ \frac{kg}{cm}$$

$$R_{nw} = \phi\beta(0.6F_{ue})t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a_w$$

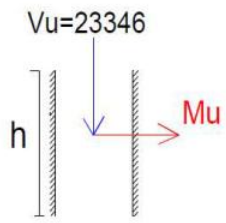
$$F_{ur} \le R_{nw} \Longrightarrow 1178.08 \le 1169.2a_w \Longrightarrow a_w \ge 1.01\ cm \Longrightarrow a_w = 10\ mm$$

مقایسه با حداکثر و حداقل بعد جوش:

$$\begin{cases} t_{pl} = 6\ mm \\ t_{fc} = 19\ mm \end{cases} \rightarrow t_{min} = 6\ mm$$

$$\rightarrow \begin{cases} a_{min} = 3\ mm \\ a_w = 10\ mm > 6\ mm \rightarrow not\ good \\ a_{max} = 6\ mm \end{cases}$$

در این حالت یا باید اتصال ورق به بال ستون با جوش نفوذی انجام شودکه در این صورت باید محاسبات با این فرض تکرار شود. یا اینکه چون بعد جوش ماکزیمم تابع ضخامت ورق می‌باشد. ضخامت آن را زیادکرده تا حداقل بعد جوش ماکزیمم ۱۰ میلیمتر شود.



$$t_{pl} = 12\ mm \Longrightarrow a_{max} = 12 - 2 = 10\ mm$$

گام ۱۱- بررسی لزوم استفاده از سخت‌کننده

الف) ناحیه کششی

خمش موضعی بال در مقابل نیروی محوری کششی

$$F > \phi R_n = \phi\left(6.25 F_{yf} t_f^2\right) \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$94301.5\ kg \nleq 0.9(6.25 \times 2400 \times 1.9^2) = 48735\ kg$$

برای حد شکل‌پذیری متوسط در مورد ستون‌های H شکل اگر ضخامت بال ستون از دو مقدار زیر بیشتر شود، نیازی به ورق پیوستگی نیست (علاوه بر ضابطه بالا باید رعایت شود)

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}}{R_{yc}}}$$

$$1.9\ cm \ngtr 0.4\sqrt{1.8 \times 15 \times 1.07 \frac{1.2}{1.2}} = 2.14\ cm$$

$$t_{fc} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

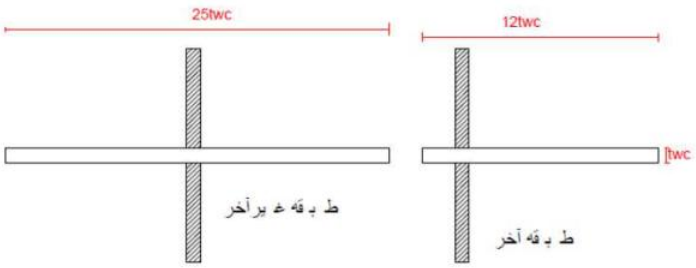
$$1.9\ cm \ngeq \frac{15}{6} = 2.5\ cm$$

ازآنجاکه رابطه بالا برقرار نمی‌باشد نیاز به سخت‌کننده در ناحیه کششی می‌باشد.

محاسبه سطح مقطع سخت‌کننده‌ها:

ورق پیوستگی در مقابل بال کششی تیر طبق ضوابط اعضای کششی و در مقابل اعضای فشاری طبق ضوابط اعضای فشاری باید طراحی گردد. ازآنجاکه در اینجا لنگر تیر ناشی از زلزله و رفت و برگشتی است و هر یک از دو بال تیر هم‌زمان می‌تواند کششی یا فشاری باشد. پس طراحی باید برای هر دو حالت انجام شود.

در اینجا طراحی برای فشار که بحرانی‌تر می‌باشد، انجام می‌گیرد. این طراحی مشابه سخت‌کننده‌ها زیر بار متمرکز می‌باشد.



بار فشاری برابر با ۹۴۳۰۱/۵ کیلو گرم می‌باشد و فرض اولیه $F_{cr} = 2000\ {}^{kg}/_{cm^2}$ می‌باشد.

$$P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$94301.5 \leq 0.9 \times 2000 A_g \Longrightarrow A_g \geq 52.38\ cm^2$$

$$A_{st} = \frac{52.38 - 1.1 \times 27.5}{2} = 11.06\ cm^2$$

$$\phi R_n = \min\left(\phi\ 24\frac{t_{wc}^3\sqrt{EF_{yw}}}{d_{wc}},\quad 2,\quad 3\right)$$

$$A_{st} \geq \frac{\mathrm{F}-\phi\mathrm{R_n}}{0.9\mathrm{F_{ysty}}} = \frac{(94301.5-\phi\mathrm{R_n})}{0.9\times 2400}$$

ابعاد سخت‌کننده به‌صورت زیر فرض می‌شود:

$b_s = 9\ cm$

$t_s = 3.5\ cm$

$2b_s + t_{wc} \geq b_1$

$2\times 9 + 1.1 = 19.1\ cm \geq 18\ cm$

$t_s \geq t$

$3.5\ cm \geq 3.5\ cm$

$t_s \geq \frac{b_s}{16}$

$3.5\ cm \geq \frac{9}{16} = 0.56\ cm$

$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$\frac{9}{3.5} = 2.57 \leq 0.55\sqrt{\frac{2.1\times 10^6}{2400}} = 16$

$A_s = 9\times 3.5 = 31.5\ cm^2 \geq 11.06\ cm^2$

$h_s = h_c - 2K_c = 20.8\ cm$

گام ۱۲- کنترل چشمه اتصال

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u$$

$$V_{up} = \frac{30.735\times 10^5}{30} + \frac{30.735\times 10^5}{30} - 6000 = 196500\ kg$$

اگر فقط از یک سمت به ستون اتصال صلب باشد، یکی از دو جمله فوق حذف می‌شود، همچنین اگر در طبقه آخر، V_u صفر می‌شود.

$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.4 \Longrightarrow \frac{50\times 10^3}{149\times 2400} = 0.14 < 0.4$

$R_n = 0.6F_y d_c t_w \quad , \quad \phi = 0.9$

$R_n = 0.6\times 2400\times 30\times 1.1 = 47520\ kg$

$\phi R_n = 0.9\times 47520 = 42768\ kg$

$196500\ kg \not< 42768\ kg$

نیاز به ورق مضاعف در چشمه اتصال می‌باشد.

ورق مضاعف به‌صورت یک جفت ورق در دو سمت جان ستون تعبیه می‌شود. ضخامت آنها باید به‌گونه ای در نظر گرفته شود که رابطه قبلی با جایگزین جمع ضخامت ورق‌های مضاعف با ضخامت جان به جای t_{wc} جوابگو باشد.

فرض می‌شود ضخامت ورق مضاعف برابر با ۲×۲ سانتیمتر باشد.

$$t_w = 2 \times 2 + 1.1 = 5.1\ cm$$
$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 \times 5.1 = 220320\ kg$$
$$\phi R_n = 0.9 \times 220320 = 198288\ kg$$

ضخامت جان ستون‌ها یا هر یک از ورق‌های سخت‌کننده باید در رابطه زیر صدق نماید:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$
$$d_z = 30\ cm$$
$$w_z = h_c = 20.8\ cm$$

t_z حداقل ضخامت جان ستون و ورق‌های سخت‌کننده

$$t_z = min(2, 1.1) = 1.1\ cm$$
$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$
$$1.1\ cm \geq \frac{30 + 20.8}{90} = 0.56\ cm$$
$$d_z = 30\ cm$$
$$w_z = h_c = 20.8\ cm$$

ضخامت ورق‌های مضاعف مناسب است.

اگر رابطه فوق تأمین نشد، می توان از اتصال ورق‌های مضاعف‌کننده به جان ستون را با جوش انگشتانه انجام داد ، در اینصورت در رابطه فوق t_z برابر جمع ضخامت جان ستون و ورق‌های مضاعف خواهد بود.

۱۳-۳-۴ طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی ویژه (قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد)

شکل‌پذیری زیاد برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک زیاد برخوردار باشند، طوری‌که در صورت تشکیل مکانیزم خرابی در آنها، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد. سازه‌ای در این رده قرار می‌گیرد که ضوابط خاص سازه‌ها با شکل‌پذیری زیاد را برآورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه‌ها ۰/۰۴ رادیان می‌باشد که حدود ۰/۰۳ رادیان آن فرا ارتجاعی باشد.

باتوجه‌به جدول ۳ـ۱۳ اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری برای قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه قابل‌استفاده می‌باشد. در ادامه به معرفی این اتصال پرداخته می‌شود.

الف- محاسبه لنگر و برش طراحی

لنگر و برش طراحی اتصال در قاب خمشی ویژه از رابطه‌های (۱۴ـ۷۳) تا (۱۴ـ۷۶) به دست می‌آید.

مرحله دوم تا سیزدهم طراحی اتصال صلب در قاب‌های خمشی ویژه مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط است، بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می‌شود. تنها می‌بایست مرحله چهاردهم که ضابطه ستون قوی ـ تیر ضعیف (کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون) کنترل گردد. در انتها لازم است به **نکات مهم طراحی قاب‌های خمشی ویژه** دقت شود. این موارد عبارتند از:

- ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون و به‌صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند. این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به‌کار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند.

طول ورق‌ها باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

ضخامت ورق‌ها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دو طرف کمتر نباشد.

پهنای ورق‌ها باید در ستون‌های با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان ستون بوده، و در ستون‌های با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشد.

نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های با یک لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ و ورق‌های با دو لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.4\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ کوچک‌تر باشد. در این روابط F_{ys} مقاومت تسلیم ورق‌های پیوستگی است.

- مهاربندی جانبی اتصال تیر به ستون

به‌منظور جلوگیری از کمانش پیچشی ستون، لازم است اتصال در صفحه افقی در مقابل پیچش ستون مهار گردد. وقتی که جان تیرها و ستون‌ها هم صفحه باشد و نسبت به‌دست‌آمده از رابطه (۱۴ــ۷۸) بیش از ۲ باشد، وجود مهار در تراز بال فوقانی تیر کافی است. دال بتن‌آرمه می‌تواند جایگزین عضو مهاری گردد. در صورت نبود شرایط فوق، وجود مهار در تراز هر دو بال تحتانی و فوقانی لازم است. نیروی لازم برای مهار مساوی ۲ درصد ظرفیت مجاز یا نهایی بال تیر می‌باشد.

توجه مهم: اتصال جوشی با ورق روسری و زیرسری مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از جمله اتصالات از پیش تأیید شده برای قاب با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد، اما به جهت موضوع آموزشی، مثال قبل با شکل‌پذیری زیاد نیز حل می‌گردد.

مثال ۱۳-۳

مطلوبست طراحی اتصال صلب تیر به ستون از نوع ورق روسری و زیرسری با سطح شکل‌پذیری زیاد. این اتصال مربوط به طبقه دوم ساختمانی ۴ طبقه می‌باشد. نیروی برشی ضریب دار ستون در طبقه بالای تیر ۶ تن و نیروی محوری ضریب دار ستون ۵۰ تن می‌باشد. مقطع ستون IPB30 و مقطع تیر IPE30 است و اتصال صلب در هر دو سمت ستون وجود دارد (دو تیر IPE30 با مشخصات مشابه به ستون وصل می شوند). اتصال به بال ستون می‌باشد. طول دهانه آزاد تیر ۶ متر و شدت بار ضریب دار مرده و زنده وارد بر تیر $q_u = 1.2q_D + q_L = 5\frac{ton}{m}$ و فاصله مفصل پلاستیک از لبه ستون ۴۰ سانتیمتر فرض می‌شود.

حل:

IPB30: d=30cm, b_f=30cm, t_w=1.1cm, t_f=1.9cm, A=149.11cm^2

IPE30: d=30cm, bf=15cm, tw=0.71cm, tf=1.07cm, A=53.8cm, Z=628cm3

مراحل اول تا سیزدهم همانند مثال قبل حل می‌شود و فقط مرحلهٔ تیر ضعیف ـ ستون قوی کنترل می‌شود.

کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون:

با فرض اینکه ستون طبقه سوم نیز IPB30 می‌باشد و نیروی محوری ضریبدار آن ۴۰ تن، نتیجه می‌شود:

$$\frac{\sum M^*pc}{\sum M^*pb} \geq 1.0$$

$$\sum M^*pc = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}\right)$$

محاسبه P_{uc}

مقاومت فشاری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته که عبارت است از:

$$P_{uc} = P_D + 1.2P_L + \Omega_0 1.2P_E$$

$$P_{uc})_{botcolumn} = 50 + 3 \times 1.2 \times 5 = 68\ ton \quad , \quad P_E = 5\ ton$$

$$P_{uc})_{topcolumn} = 40 + 3 \times 1.2 \times 3 = 50.8\ ton \quad , \quad P_E = 3\ ton$$

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}\right)$$

$$\sum M^*_{pc} = 1868\left(2400 - \frac{68 \times 10^3}{149.1}\right) + 1868\left(2400 - \frac{50.8 \times 10^3}{149.1}\right) = 7478013.68\ kg.cm$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum (V_{pr}S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr})$$

$$M_u = V_{pr}S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}$$

$$M_u = 21346 \times 0.4 + \frac{5000 \times 0.4^2}{2} + 21.7 \times 10^5 = 30368\ kg.m$$

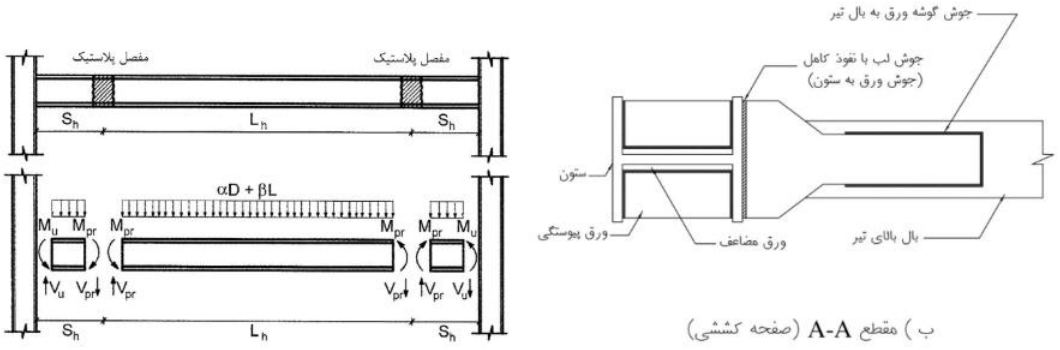
$$\sum M^*_{pb} = 3036800 \times 2 = 6073600\ kg.cm$$

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{7478013.68}{6073600} = 1.23 > 1.0$$

مثال ۱۳-۴

اتصال صلب تیر با مقطع IPE30 به ستون IPB30 مفروض است. فرض می‌شود بار ثقلی گسترده‌ای به تیر وارد نمی‌شود. طول تیر (فاصله بر تا بر ستون‌ها) برابر ۶ متر و فاصله مفاصل پلاستیک از بر ستون‌ها برابر ۴۰ سانتیمتر می‌باشد. جوش ورق به‌صورت کارگاهی و بازرسی جوش به‌صورت چشمی انجام شده است.



شکل ۱۴ــ۱۳اتصال مربوط به مثال

مطلوب است طرح ورق روسری مطابق مراحل زیر:

الف) محاسبه لنگر طراحی اتصال

ب) محاسبه نیروی کششی و فشاری ورق

پ) طراحی ابعاد ورق روسری و کنترل‌های لازم

حل:

گام ۱- محاسبه لنگر طراحی اتصال

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \le 1.2 \rightarrow C_{pr} = \frac{2400+3700}{2*2400} = 1.27 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.2$$

$$M_p = Z\ F_y = 628^{cm^4} * 2400^{\frac{Kgf}{cm^2}} = 15.07^{ton.m}$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.2 * 1.2 * 15.07 = 21.7^{ton.m}$$

$$S_h = 40^{cm} \rightarrow L_h = 600^{cm} - 2 * 40^{cm} = 520^{cm} = 5.2^{m}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \rightarrow V_{pr} = \frac{2*21.7^{ton.m}}{5.2^{m}} = 8.35^{tonf}$$

$$M_u = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} \rightarrow M_u = 21.7^{ton.m} + 8.35^{ton} * 0.4^{m} = 25.04^{ton.m}$$

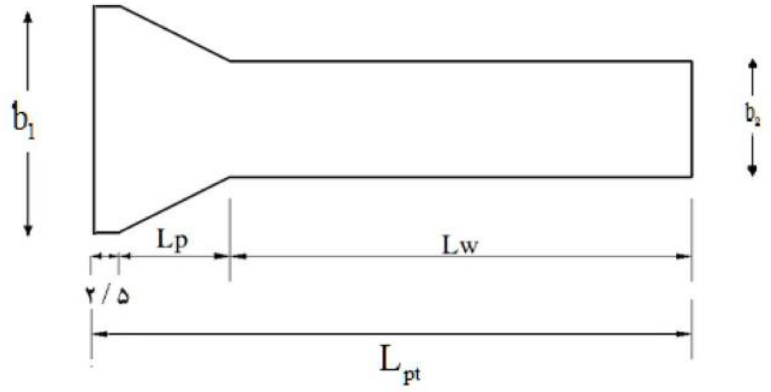
$$V_u = V_{pr} + q_u S_h \rightarrow V_u = 8.35^{tonf}$$

گام ۲- محاسبه نیروی کششی و فشاری ورق

$$F_u = \frac{M_u}{d}$$

$$try: t_t = 20mm \rightarrow F_u = \frac{25.04*10^5 Kgf.cm}{30 + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} cm} = 78.25\ tonf$$

$$(later:)\ try: t_t = 30mm \rightarrow F_u = \frac{25.04*10^5 Kgf.cm}{30 + \frac{3}{2} + \frac{3}{2} cm} = 75.9\ tonf$$



گام ۳- طراحی ابعاد ورق روسری و کنترل‌های لازم

$$R_u \le \phi R_n = \phi\beta F_{nw} A_{we}$$
$$R_u = F_u = 78.25^{tonf} * 10^3 \le 0.9 * 0.75 * 2400 * A_{we} \rightarrow A_{we} \ge 48.3\ cm^2$$
$$b_1 > \frac{A}{t} \rightarrow b_1 > \frac{48.2}{2} = 24.15cm \rightarrow\ b_1 = 25cm\ , A_{we} = 25 * 2 = 50cm^2$$
$$check: b1 = 25 \le b_{fc} = 30cm\ O.K.$$
$$b_2 = \beta b_1 \rightarrow b_2 = 0.75 * 25 = 18.75$$
$$check\ b_2 \nleq b_{fb} - 3cm = 12cm\ NOT\ GOOD$$
$$try\ t_t = 30mm \rightarrow F_u = 75.9\ tonf \le 0.9 * 0.75 * 2400 * (3b_1) \rightarrow b_1 \ge 15.6cm$$
$$b_1 = 16cm \rightarrow b_2 = 0.75 * 16 = 12cm \le 12cm\ O.K.$$
$$R_u \le \phi R_n = \phi F_n b_2 t_t$$
$$R_u = F_u = 78.25^{tonf} \nleq 0.9 * 2400 * 12 * 3 = 77.76^{tonf}\ say\ OK.$$

۴-۱۳ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی، اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱)، باید دارای شرایط زیر باشد.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰ـ۲، الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر $a + b$ در نظر گرفته شود. $b_1 a$ در شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱ نشان‌داده‌شده است.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶، در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه کاهش‌یافته تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصله بین دو ناحیه حفاظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهارهای جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با کامل صورت گیرد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۶) اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل صورت گیرد. در این حالت برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست. در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تک‌پیچ شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این‌گونه موارد اتصال ورق تک به جان تیر باید از نوع اصطکاکی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری، و اتصال آن به بال ستون از نوع نفوذی یا جوش گوشه دوطرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید بر اساس الزامات بند ۱۰ـ۳ـ۸ـ۳ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تک به بال ستون باید حداقل برابر ۰٫۷۵ ضخامت ورق تک و ضخامت ورق تک باید حداقل برابر ۱۰ میلی‌متر باشد.

(۷) جرم واحد طول تیر نباید از ۴۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و عمق پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۱) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۲) در ناحیه کاهش‌یافته تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند.

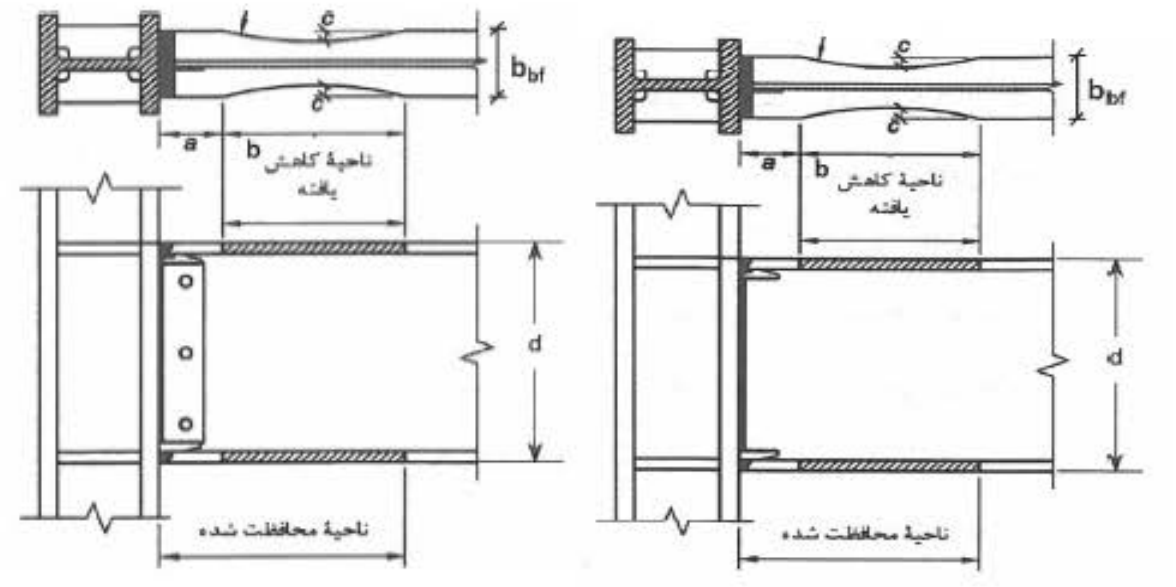
$$R = \frac{(4c^2+b^2)}{8c} \qquad (۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱)$$

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf} \qquad (۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۲)$$

$$0.65d \le b \le 0.8d \qquad (۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۳)$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf} \qquad (۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۴)$$

(۱۳) ستون‌ها و تیرها شامل ناحیه کاهش‌یافته باید دارای مقاومت کافی در برابر کلیه ترکیبات بارگذاری به استثنای ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند. همچنین در کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید اثرات مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بجای مدل‌سازی ناحیه کاهش‌یافته می‌توان تغییر مکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش‌یافته لحاظ نشده است با ضریب ۱٫۱ برای حالت نظیر $c = 0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از تناسب بین آنها و $c = 0.25b_{bf}$ بهره برد. در این اتصال شعاع برش $R = \frac{4c^2+b^2}{8c}$ می‌باشد.



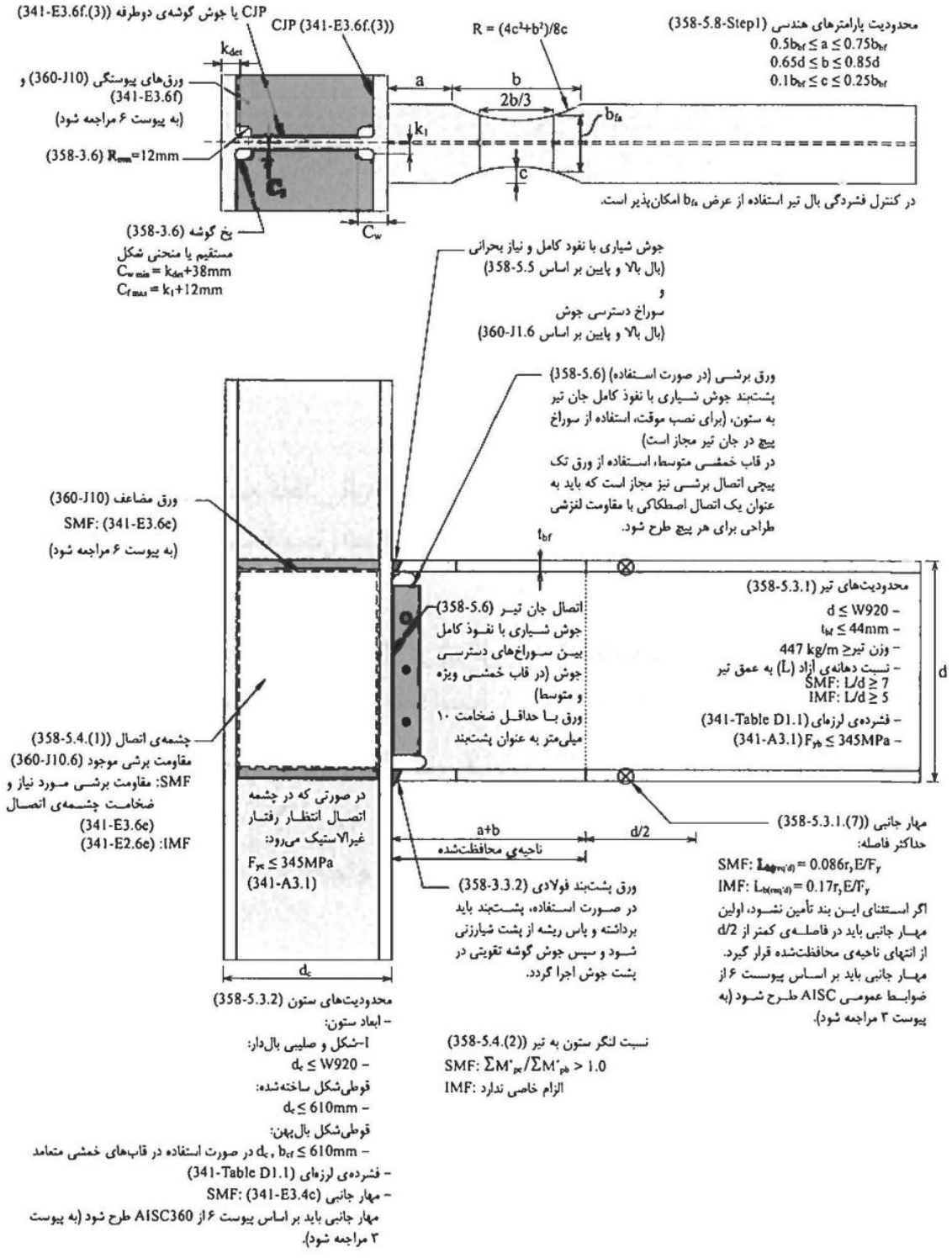
الف) برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه ب) فقط برای قاب‌های خمشی متوسط

شکل ۱۵ـ ۱۳ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (**RBS**)

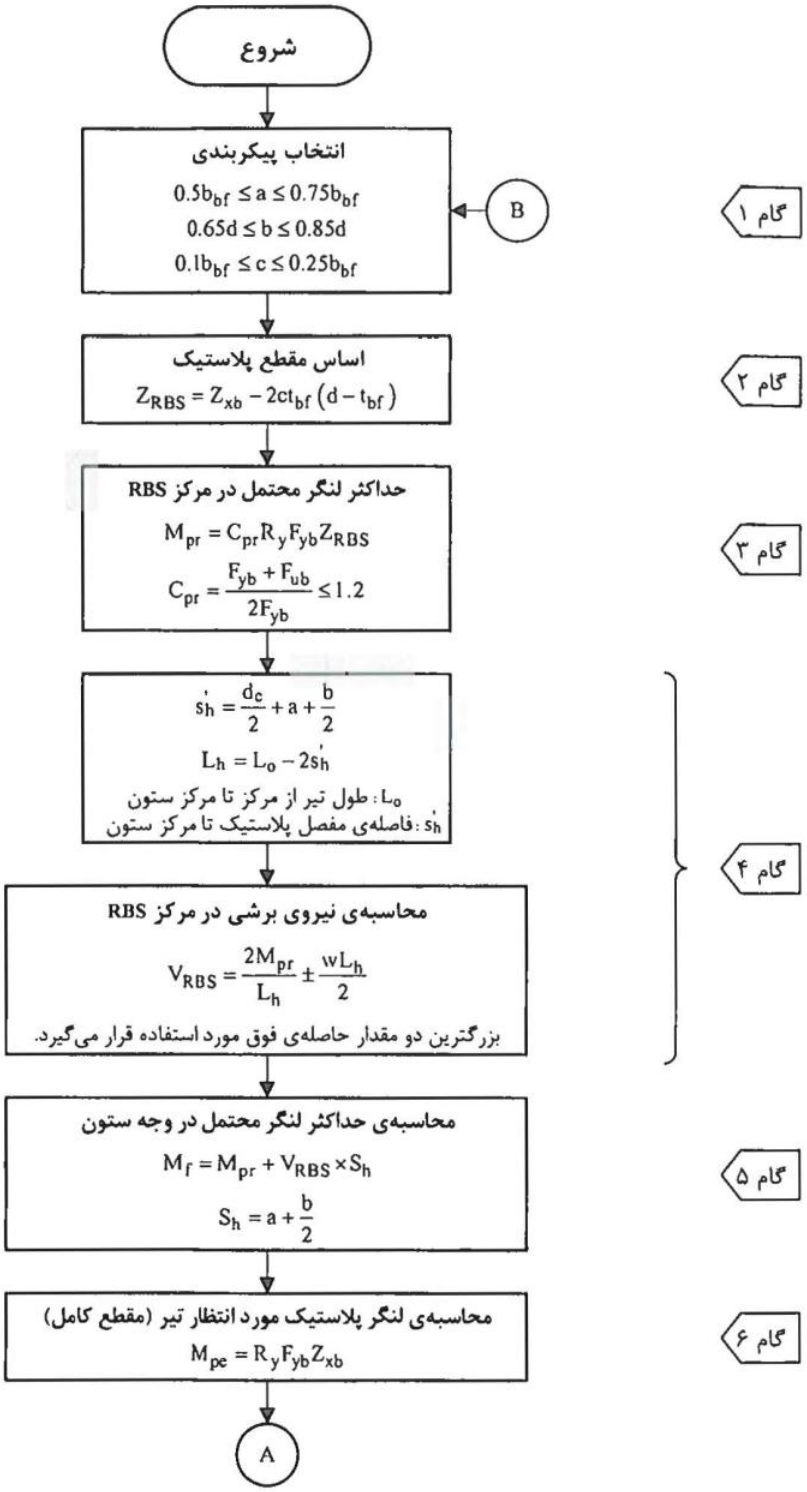
۱-۴-۱۳ خلاصه تصویری و فلوچارت

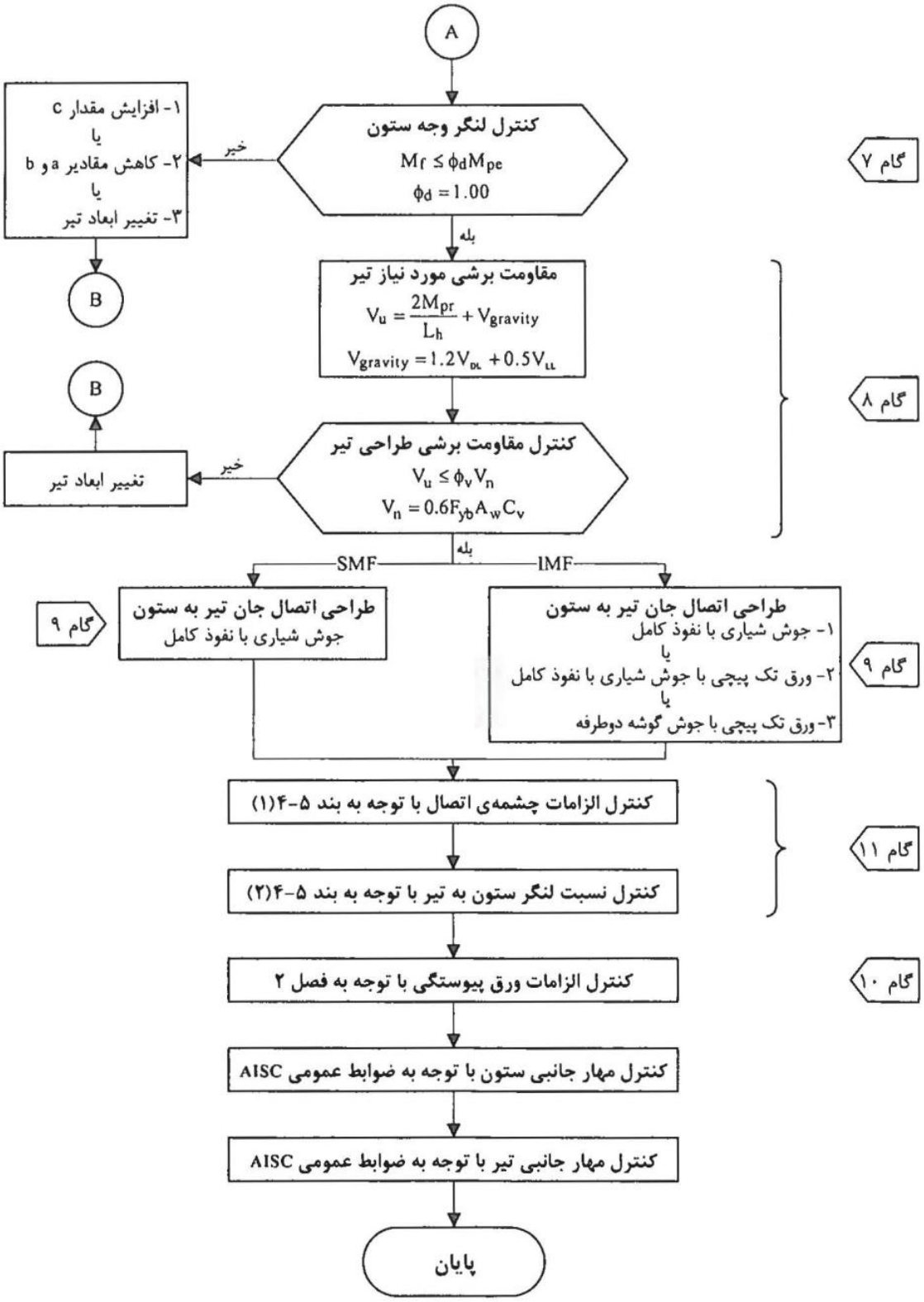
خلاصه‌ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۶ ـ ۱۳ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۷ ـ ۱۳ می‌باشد[۵].

[۵] مرجع ۵۰



شکل ۱۶-۱۳ خلاصه تصویری اتصال RBS


شروع
انتخاب پیکربندی
$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$
$0.65d \le b \le 0.85d$
$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$
B
گام ۱
اساس مقطع پلاستیک
$Z_{RBS} = Z_{xb} - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$
گام ۲
حداکثر لنگر محتمل در مرکز RBS
$M_{pr} = C_{pr}R_yF_{yb}Z_{RBS}$
$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \le 1.2$
گام ۳
$s'_h = \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2}$
$L_h = L_o - 2s'_h$
L_o: طول تیر از مرکز تا مرکز ستون
s'_h: فاصله‌ی مفصل پلاستیک تا مرکز ستون
محاسبه‌ی نیروی برشی در مرکز RBS
$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \pm \frac{wL_h}{2}$
بزرگترین دو مقدار حاصله‌ی فوق مورد استفاده قرار می‌گیرد.
گام ۴
محاسبه‌ی حداکثر لنگر محتمل در وجه ستون
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} \times S_h$
$S_h = a + \frac{b}{2}$
گام ۵
محاسبه‌ی لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر (مقطع کامل)
$M_{pe} = R_yF_{yb}Z_{xb}$
گام ۶
A



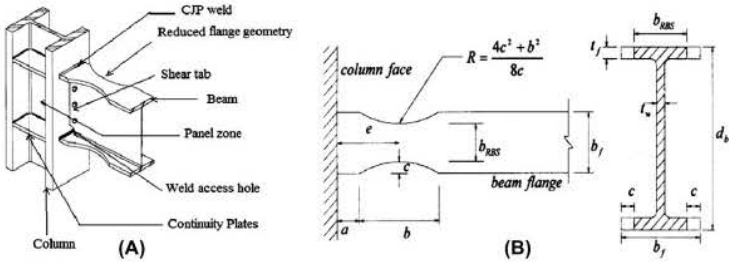
شکل ۱۷-۱۳ فلوچارت طراحی اتصال RBS

۱۳-۴-۲ مثال‌های عددی

مثال ۱۳-۵

در قاب خمشی ویژه با مشخصات زیر:

سهم بار جانبی سقف از نیروی زلزله (پس از توزیع نیروی جانبی در طبقات) ۲۰ تن می‌باشد.



طول تیر ۸ متر، عرض بارگیر تیر ۱/۵ متر، مهار جانبی در دو سر تیر و در فواصل ۲ متری می‌باشد.

مشخصات مقطع تیر و ستون:

مطلوب است طرح تیر با مقطع RBS مطابق مراحل زیر:

الف) طرح هندسه مقطع RBS (تعیین a, b, c, R)

ب) کنترل ضوابط کلی سیستم مهار جانبی MRF (کنترل مصالح فولاد، ضابطه قابلیت استفاده RBS در قاب، ضریب تنش تسلیم، ضریب اضافه مقاومت)

پ) تعیین فشردگی لازم در سیستم مهار جانبی MRF و کنترل آن

ت) تعیین مهار جانبی لازم در سیستم MRF و کنترل آن

ث) کنترل محدودیت های اتصال RBS (ضوابط نسبت ابعاد مقطع و طول تیر)

ج) محاسبه ظرفیت خمشی تیر و کنترل آن

چ) محاسبه ظرفیت برشی تیر و کنترل آن

ح) کنترل ضوابط سخت‌کننده عرضی تیر و طراحی آن (در صورت لزوم)

خ) نتیجه‌گیری (تعیین مناسب بودن تیر و اینکه کدام کنترل‌ها تعیین‌کننده هستند).

حل:

ازآنجاکه مقدار برش در انتهای تیر تعیین‌کننده خواهد بود، برش در مرکز RBS کنترل نمی‌گردد.

$IPB55$:

$IPE50$:

گام ۱- طرح هندسه مقطع RBS (تعیین a, b, c, R)

$RBS: IPE50, b_f = 20cm, d = 50cm$

$0.5\ b_{bf} \le a \le 0.75\ b_{bf} \rightarrow 0.5 * 20 = 10cm \le a \le 0.75 * 20 = 15cm \rightarrow a = 12cm$

$0.65\ d \le b \le 0.85d \rightarrow 0.65 * 50 = 32.5cm \le b \le 0.85 * 50 = 42.5cm \rightarrow b = 40cm$

$0.1\ b_{bf} \le c \le 0.25\ b_{bf} \rightarrow 0.1 * 20 = 2cm \le c \le 0.25 * 20 = 5cm \rightarrow c = 4cm$

$R = \frac{4c^2+b^2}{8c} \rightarrow R = \frac{4*4^2+40^2}{8*4} = 52.0\ cm$

گام ۲- کنترل ضوابط کلی سیستم مهار جانبی MRF

محدودیت فولاد [بند ۱۰ـ۳ـ۱ـ۱]

$\frac{F_u}{F_y} \ge 1.2 \rightarrow \frac{3700}{2400} = 1.54_{ST37}\ , \frac{5200}{3600} = 1.44_{ST52}$

اتصال RBS در قاب خمشی SMRF و IMRF قابل‌استفاده است [مبحث ۱۰ ـ شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱]

سایر مشخصات لرزه‌ای:

ضریب تنش تسلیم مورد انتظار [بند ۱۰ـ۳ـ۲ـ۳] برای مقطع نورد شده: Ry=1.2

ضریب اضافه مقاومت برای قاب خمشی Ω=3

گام ۳- تعیین فشردگی لازم در سیستم مهار جانبی MRF و کنترل آن

در قاب SMRF مقاطع تیر و ستون باید فشرده لرزه‌ای باشند. $\lambda \le \lambda_{hd}$ [بند ۱۰ـ۳ـ۹ـ۱]

توضیح: محدودیت دو سوم مقطع RBS در مبحث ده نیست.

$b_{bf-RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$

$b_{bf-RBS} = 2(52.0 - 4) + 20 - 2\sqrt{52.0^2 - \left(\frac{40}{3}\right)^2} = 15.48cm$

$\lambda_{bf} = \frac{b_{bf-RBS/2}}{t_{bf}} in\frac{2}{3}[RBS] = \frac{\frac{15.48}{2}}{1.6} 4.84 \le \lambda_{hd} = 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.7_{ST37}\ , = 7.1_{ST52}$

$\lambda_{cf} = \frac{b_{cf}}{t_{cf}} = \frac{\frac{30}{2}}{2.9} = 5.2\ \le \lambda_{hd} = 7.1$

$$\lambda_{bw} = \frac{h_{beam}}{t_{bw}} \le \lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93C_a)\ ; C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \le 0.125 \\ 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ; Ca > 0.125 \end{cases}$$

$P_{u[beam]} = 0 \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0 < 0.125 \rightarrow \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}}(1 - 0.93 * 0) = 71.4$

$\lambda_{cw} = \frac{d_c - 2t_{cf}}{t_{cw}} = \frac{50-2*1.6}{1.02} = 45.9 \le \lambda_{hd}[beam]$

در نتیجه مقاطع تیر و ستون فشرده لرزه‌ای هستند.

گام ۴- تعیین مهار جانبی لازم در سیستم MRF و کنترل آن

کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در SMRF, IMRF باید دارای مهار جانبی در L_b باشند [بند ۱۰ـ۳ـ۶].

مهار جانبی برای نیروی محوری P_{bu} طرح شوند [بند ۱۰ـ۳ـ۶]:

$$P_{bu} = \frac{0.06 R_y F_y Z_b}{h_0} \rightarrow P_{bu} = \frac{0.06 * 1.2 * 2400 * 2107}{50 - 1.6} = 7.5\ tonf$$

مقطع مهار جانبی بر اساس نیروی محوری و نیز موقعیت مهار بین انتهای مقطع کاهش‌یافته تا نصف عمق تیر بعد از آن، قابل طرح می‌باشد. همچنین ضابطه‌ای برای سختی مهار جانبی در AISC360 موجود است. β_{br}

حداکثر مجاز فواصل مهار جانبی [بند ۱۰ـ۳ـ۶]:

$$L_b \le L_{b,max} = \begin{cases} 0.17 r_y \frac{E}{F_y} = 144.5_{ST37} r_y\ OR\ 96.3_{ST52} r_y\ ; IMRF \\ 0.086 r_y \frac{E}{F_y} = 73.1_{ST37} r_y\ OR\ 48.7_{ST52} r_y\ ; SMRF \end{cases}$$

$$L_b = 200\ cm \le L_{b,max} = 0.086 * 4.31 * \frac{2.04 * 10^6}{2400} = 315\ cm$$

گام ۵- کنترل محدودیت های اتصال RBS (ضوابط نسبت ابعاد مقطع و طول تیر)

بر اساس ضوابط مبحث ده [بند ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۲] لازم است:

$$d_{beam} \le 100cm,\ t_f \le 5cm,\ \rho_{beam} \le 450 \frac{Kg}{m}$$

$$L_0 = L_{beam} - \frac{d_{col}}{2}_{\text{left}} - \frac{d_{col}}{2}_{right}$$

$$\frac{L_0}{d_{beam}} \le 7_{[SMRF]}\ OR\ 5_{[IMRF]}$$

گام ۶- محاسبه ظرفیت خمشی تیر

برای مقطع I شکل نورد شده فشرده با دو محور تقارن تحت خمش حول محور قوی [بند ۱۰ـ۲ـ۵ـ۲]

I-shape Compacted Section: check Y, LTB [M10, Table 10-2-5-1 page 61]

Check Y:

$$M_u \le \phi_b M_n = 0.9\ M_n\ ; M_n = M_p = F_y\ Z_x$$

$$M_u = \cdots tonf.cm \le \phi_b M_n = 0.9 * 2.4 * 2107 = 4551\ tonf.cm$$

Check LTB:

$$IPE500 \rightarrow\ L_p = 221cm\ , L_r = 675cm$$

$$L_b = 200\ cm < L_p = 221\ cm \rightarrow Ignore$$

LTB کنترل‌کننده نمی‌باشد.

نیاز خمشی تیر و کنترل آن با ظرفیت خمشی، قابل محاسبه نمی‌باشد.

گام ۷- محاسبه ظرفیت برشی تیر

$$V_u \le \phi_v V_n$$

$$V_n = 0.6\, F_y\, A_w\, C_v$$

$$\phi_v, C_v: \begin{cases} Rolled\ I-shape\ , \frac{h_c}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65.3_{ST37} \rightarrow\ \phi_v = 1.0\ , C_v = 1 \\ else: \phi_v = 0.9\ , C_v = \begin{cases} \frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \rightarrow\ C_v = 1 \\ 1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \le \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \rightarrow\ C_v = \frac{1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \\ 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \le \frac{h}{t_w} \rightarrow\ C_v = \frac{1.51\, K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \end{cases} \end{cases}$$

$$h = \begin{cases} h_c = d - 2c\ ; Rolled\ I-shape \\ h_w = d - 2t_f\ ; welded\ I-shape \end{cases}$$

در مقاطع نورد شده، منظور از h_c فاصله بین نقاط شروع گردی‌ها در دو سر جان مقطع (قسمت صاف جان) بوده و در مقاطع ساخته شده (تیر ورق) منظور از h_w فاصله خالص بین دو بال (ارتفاع جان مقطع) می‌باشد[۶].

$$Rolled\ I-shape\ , \frac{h-2c}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65.3_{ST37} \rightarrow\ \phi_v = 1.0\ , C_v = 1$$

$$V_n = 0.6\, F_y\, A_w\, C_v \rightarrow V_n = 0.6 * 2.4\ \frac{ton}{cm^2} * (42.6 * 1.02) * 1.0 = 62.57\ ton$$

$$\phi_v V_n = 1.0 * 62.57 = 62.57\ ton$$

گام ۸- ح ـ کنترل ضوابط سخت‌کننده عرضی تیر و طراحی آن (در صورت لزوم)

برای تعیین نیاز برشی و خمشی لازم است بارگذاری لرزه‌ای ارائه شود. در صورت ارائه اطلاعات بارگذاری در صورت‌مسئله، نیاز برشی مشخص می‌گردد و لزوم تعبیه سخت‌کننده عرضی قابل‌بررسی خواهد بود [بند ۱۰ـ۲ـ۶ـ۲ـ۲].

در صورت لزوم، طرح سخت‌کننده عرضی مطابق ضوابط [بند ۱۰ـ۲ـ۶ـ۲ـ۲] انجام می‌شود.

خ ـ نتیجه‌گیری (تعیین مناسب بودن تیر و اینکه کدام کنترل‌ها تعیین‌کننده هستند).

مشخصات تیر ارائه شده، جوابگوی ضوابط فشردگی لرزه‌ای می‌باشد. ضوابط مقطع RBS برقرار است. مهار جانبی تیر به نحوی است که ظرفیت خمشی تیر با ظرفیت پلاستیک آن محاسبه می‌گردد.

۱۳-۵ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱، اتصالات صلب تقویت نشده جوشی (شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۵) باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰ـ۲، الزامی است.

[۶] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰ـ۲ـ۲ـ۴

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر بعد از آن در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود $(S_h = 0)$

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶، در دو انتهای تیر تعبیه مهار جانبی در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۶) در این نوع اتصالات، انتقال برش باید از طریق دو عامل، یکی اتصال مستقیم جان تیر به بال ستون و دیگری اتصال ورق تکی جان به بال ستون صورت گیرد. اتصال جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند زا طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p(0/6R_y F_y)$ باشد که در آن h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن است. اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای ۲ میلی‌متر انجام پذیرد. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر باشد. ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۳ را تأمین نماید. به جز الزامات این بند برای انتقال برش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

جدول ۵-۱۳ محدودیتهای ابعادی ورق تکی جان در اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت
۱	هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	$6mm \le a \le 12mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20° \le c \le 40°$
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12mm \le e \le 25mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge 25mm$
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	$d \ge 50mm$

(۷) مقاطع تیرها باید از نوع I شکل بوده و عمق مقطع آنها حداکثر برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر باشد.

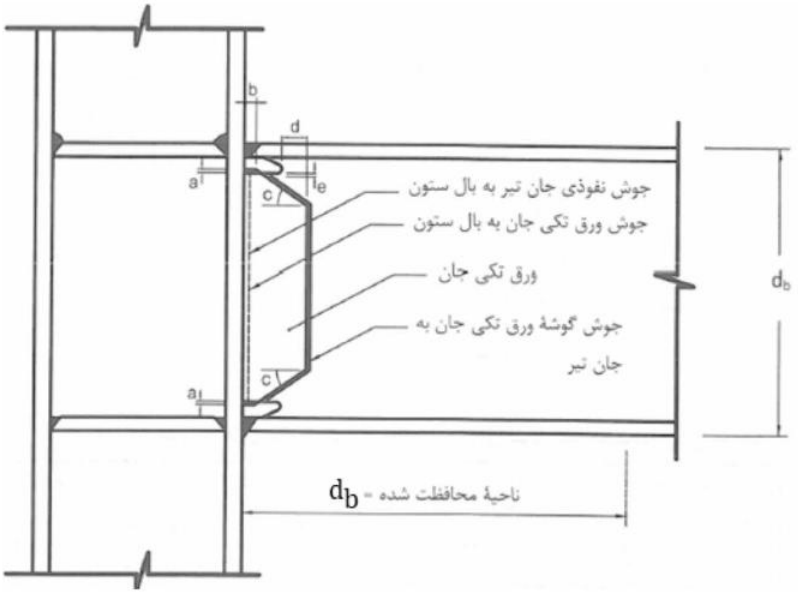
(۸) جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل نباید از ۱۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. همچنین عمق و پهنای ستون‌های با مقطع قوطی شکل نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب $C_{pr} = 1.4$ باید در نظر گرفته شود.

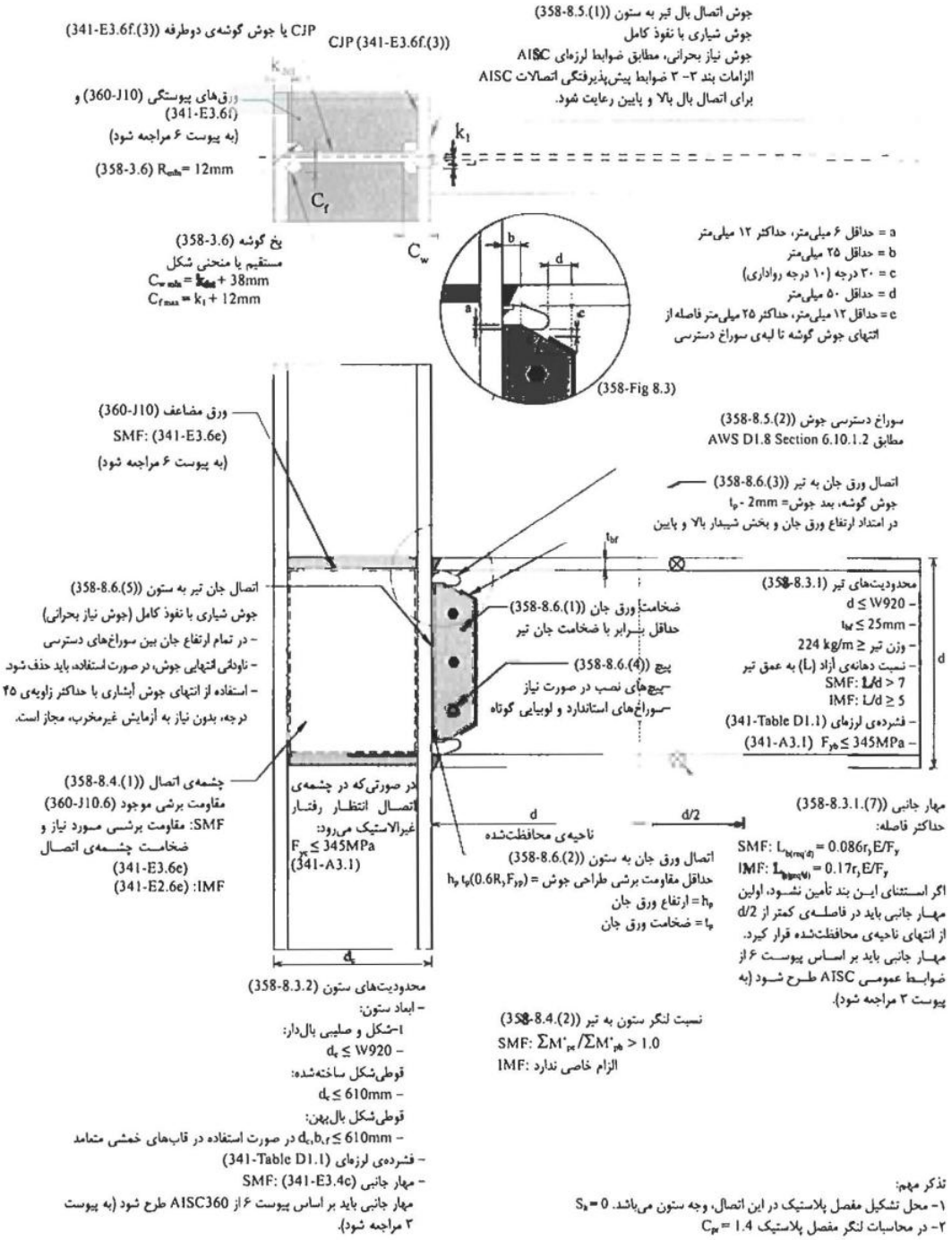


شکل ۱۸ـ۱۳ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

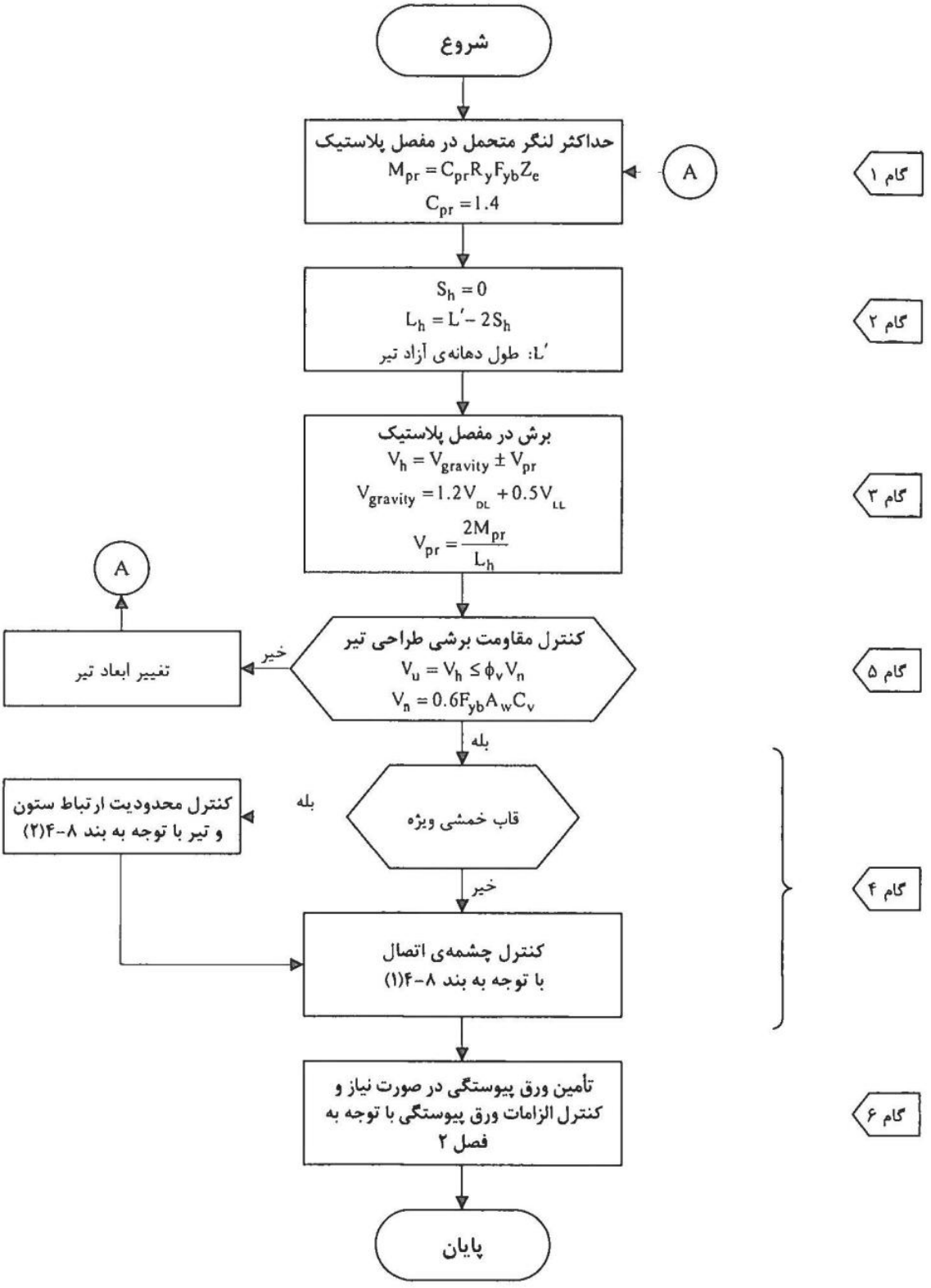
۱-۵-۱۳ خلاصه تصویری و فلوچارت

خلاصه‌ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۶ـ۱۳ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۷ـ۱۳ می‌باشد[۷].

[۷] مرجع ۵۰



شکل ۱۹-۱۳ خلاصه تصویری اتصال (WUF-W)



شکل ۲۰-۱۳ فلوچارت طراحی اتصال (WUF-W)

۶-۱۳ اتصال صلب فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال صلب فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱، اتصالات صلب فلنجی (شکل ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۲)، باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به ورق انتهایی مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود.

× در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون

× در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی برابر طول لچکی بعلاوه کوچک‌ترین دو مقدار نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، از بر ستون

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار $\frac{d}{2}$ و $3b_{bf}$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $(L_{st}+t_p)$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود. که در آن d عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، l_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ در دو انتهای تیر تعبیه مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصله بین دو انتهای محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصله ۱٫۵ برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیه برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نمی‌باشد. همچنین در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون اجتناب شود.

(۶) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل‌شونده به آن کوچک‌تر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای مؤثر ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل‌شونده بعلاوه ۲۵ میلی‌متر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

(۷) ورق‌های لچکی باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1/75h_{st}$ کوچک‌تر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی در امتداد محور ستون می‌باشد. ورق‌های لچکی در روی بال تیر و نیز در انتهای ورق انتهایی باید حدوداً ۲۵ میلی‌متر برش عمودی داشته و سپس به‌صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی نباید کمتر از ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. لچکی‌ها باید دارای شرایط $\frac{h_{st}}{t_s \le 0/56\sqrt{\frac{E}{Fy}}}$ نیز باشند.

(۸) به‌کاربردن ورق‌های پرکننده انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مجاز است.

(۹) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصله حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه دوطرفه نباید از $0/75t_w$ (t_w ضخامت جان مقطع تیر است) و ۶ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۰) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۱) اتصال جان تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت جان مقطع تیر کوچک‌تر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشه دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0/8t_w$ و ۸ میلی‌متر در نظر گرفته شوند. برای اتصال جان تیر به ورق انتهایی غیر از الزامات این بند، رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۲) اتصال لچکی‌ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی‌ها کوچک‌تر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشه دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0/75t_s$ (t_s ضخامت ورق لچکی است) و ۶ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. برای اتصال لچکی‌ها به ورق انتهایی غیر از الزامات این بند، رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۳) اتصالات فلنجی باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۲ را با رعایت الزامات استثنای زیر برآورده نمایند.

استثناء: در قاب‌های خمشی ویژه با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده تیر، عمق مقطع تیر نباید از ۷۰۰ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

جدول ۶ـ۱۳ محدودیت‌های ابعادی اتصالات صلب فلنجی

	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
پارامتر	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۴۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_{fi}, p_{fo}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	–	–	–	–	۹۰	۱۰۰

b_{bf} پهنای بال تیر

b_p پهنای ورق انتهایی

d عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصله افقی بین دو ردیف قائم پیچ

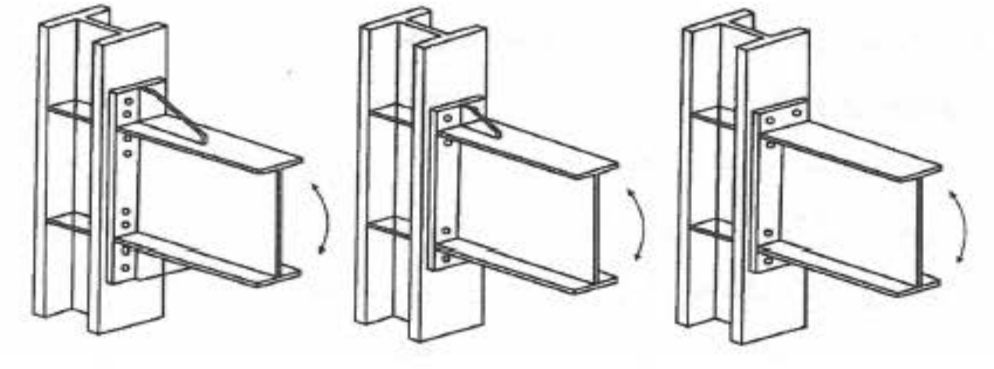
p_b = فاصله قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

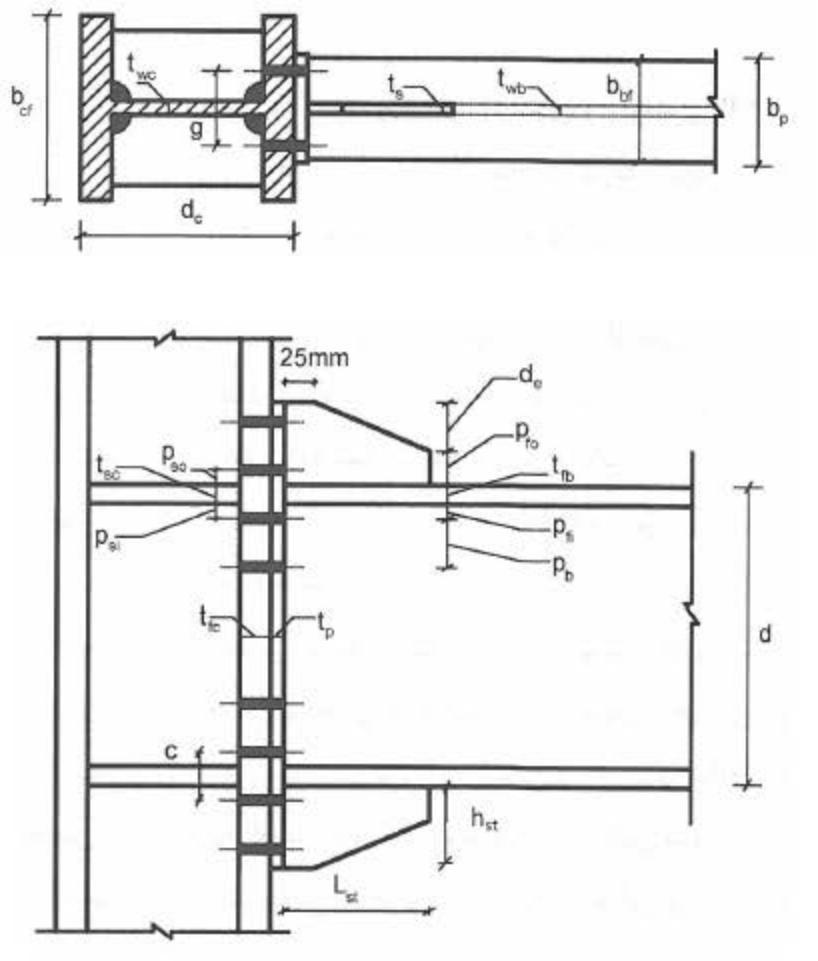
t_p = ضخامت ورق انتهایی



الف) چهارپیچی بدون ورق سخت‌کننده ب) چهارپیچی با ورق سخت‌کننده پ) هشت پیچی با ورق سخت‌کننده

شکل (۲ ـ ۳) اتصال صلب فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (**BUEEP**) و اتصال صلب فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (**BSEEP**)

در شکل زیر هندسه اتصال نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۲۲ـ۱۳ هندسه اتصال فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی

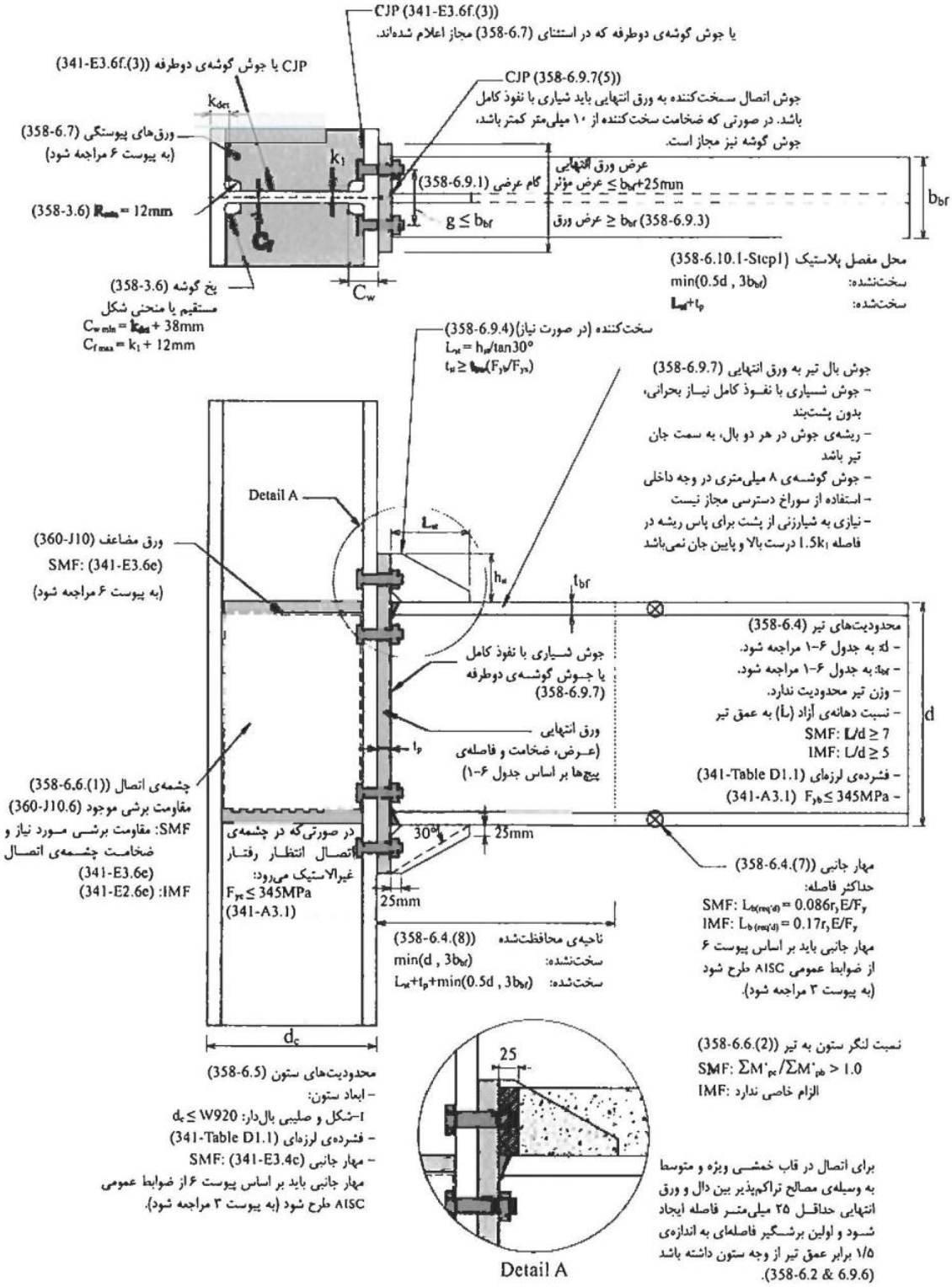
(۱۵) عمق مقطع ستون‌های با مقطع H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۶) ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید بر اساس مقاومت‌های خمشی و برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰ـ۳ـ۸ـ۳ـ پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهیدگی و گسیختگی کششی و برش قالبی ورق انتهایی، می‌توان برابر ۰/۹ و برای کنترل خمش و برش در ورق انتهایی برابر یک در نظر گرفت.

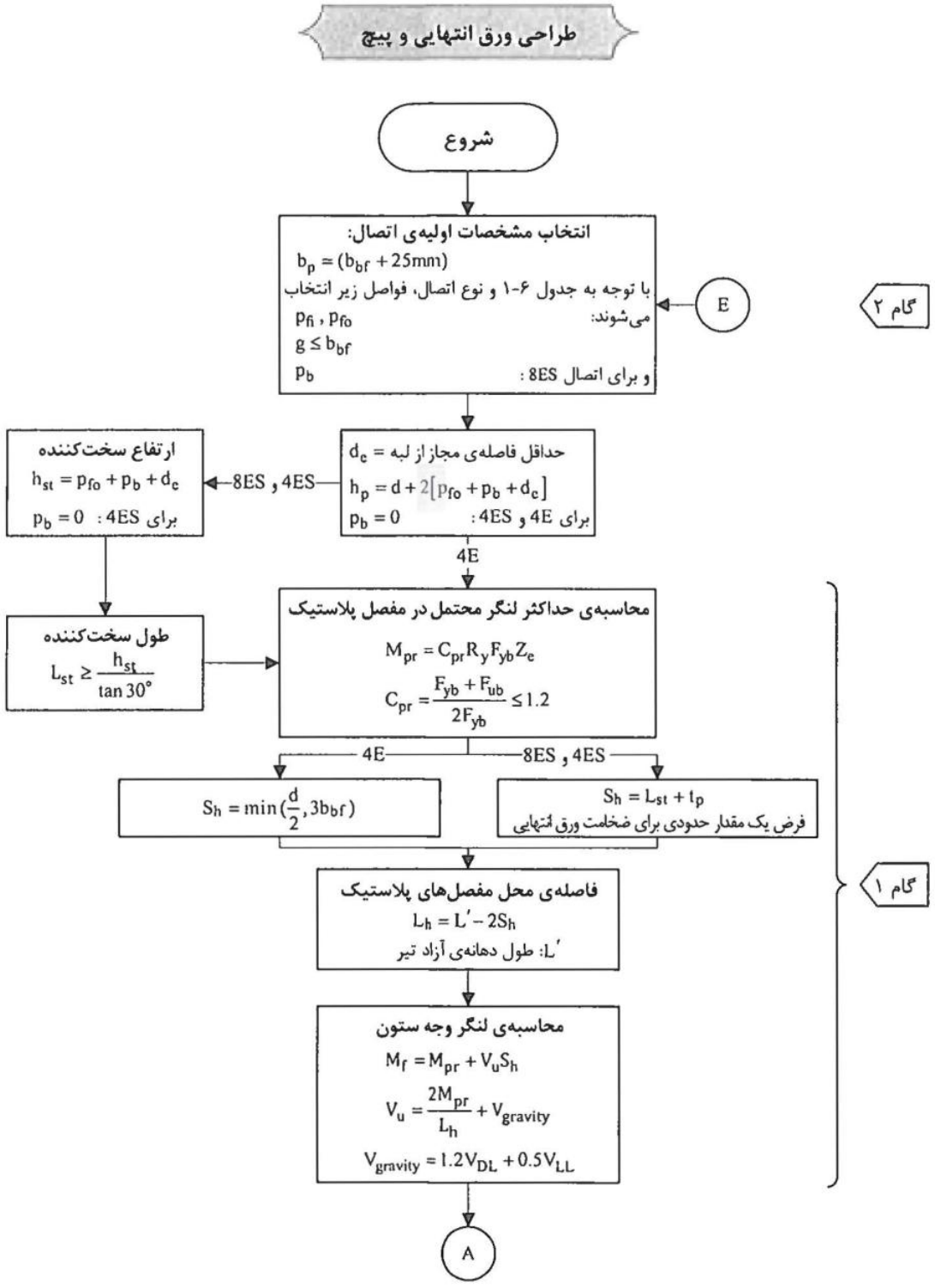
۱۳-۶-۱ خلاصه تصویری و فلوچارت

خلاصه‌ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۶ـ۱۳ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۷ـ۱۳ می‌باشد[۸].

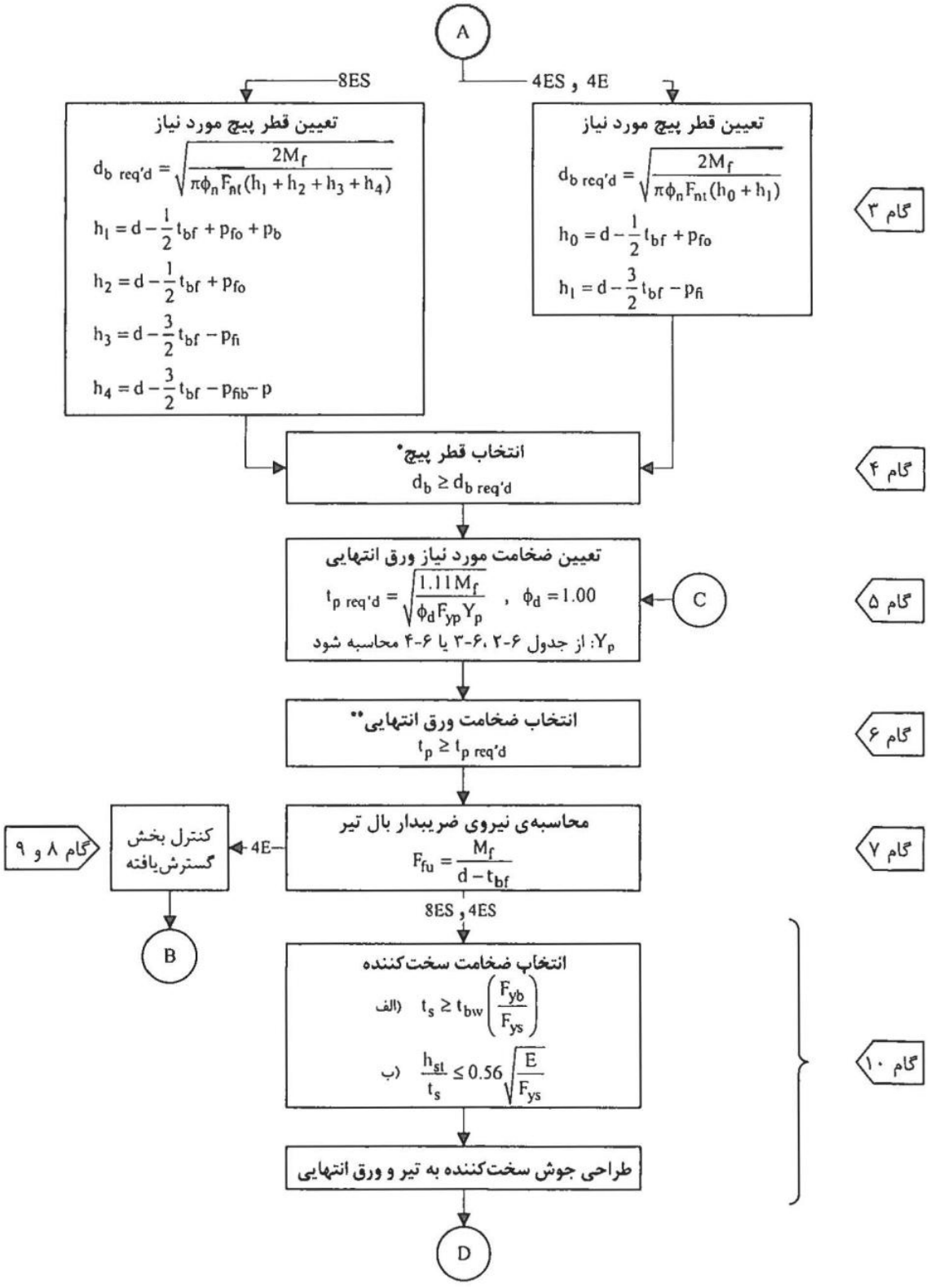
[۸] مرجع ۵۰



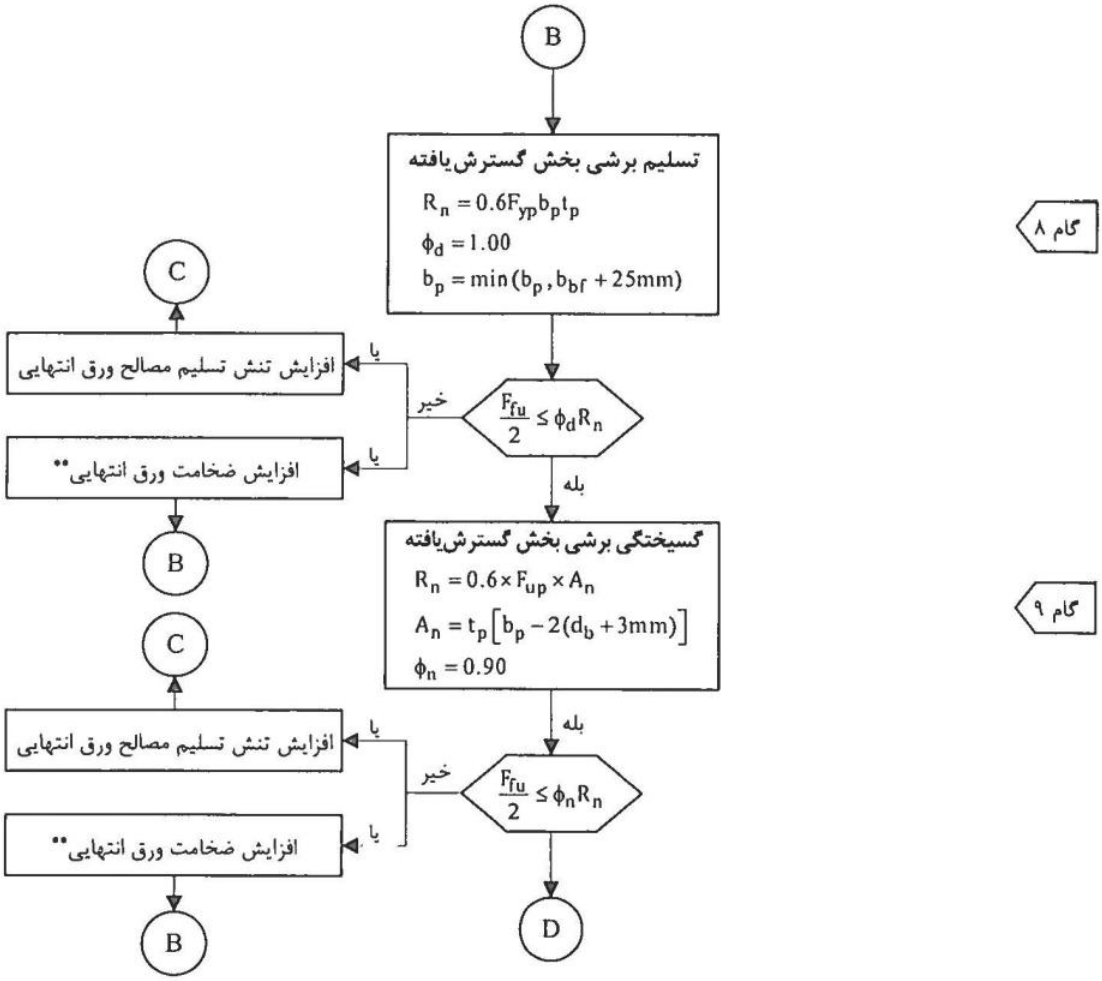
شکل ۲۳-۱۳ خلاصه تصویری اتصال BUEEP و BSEEP



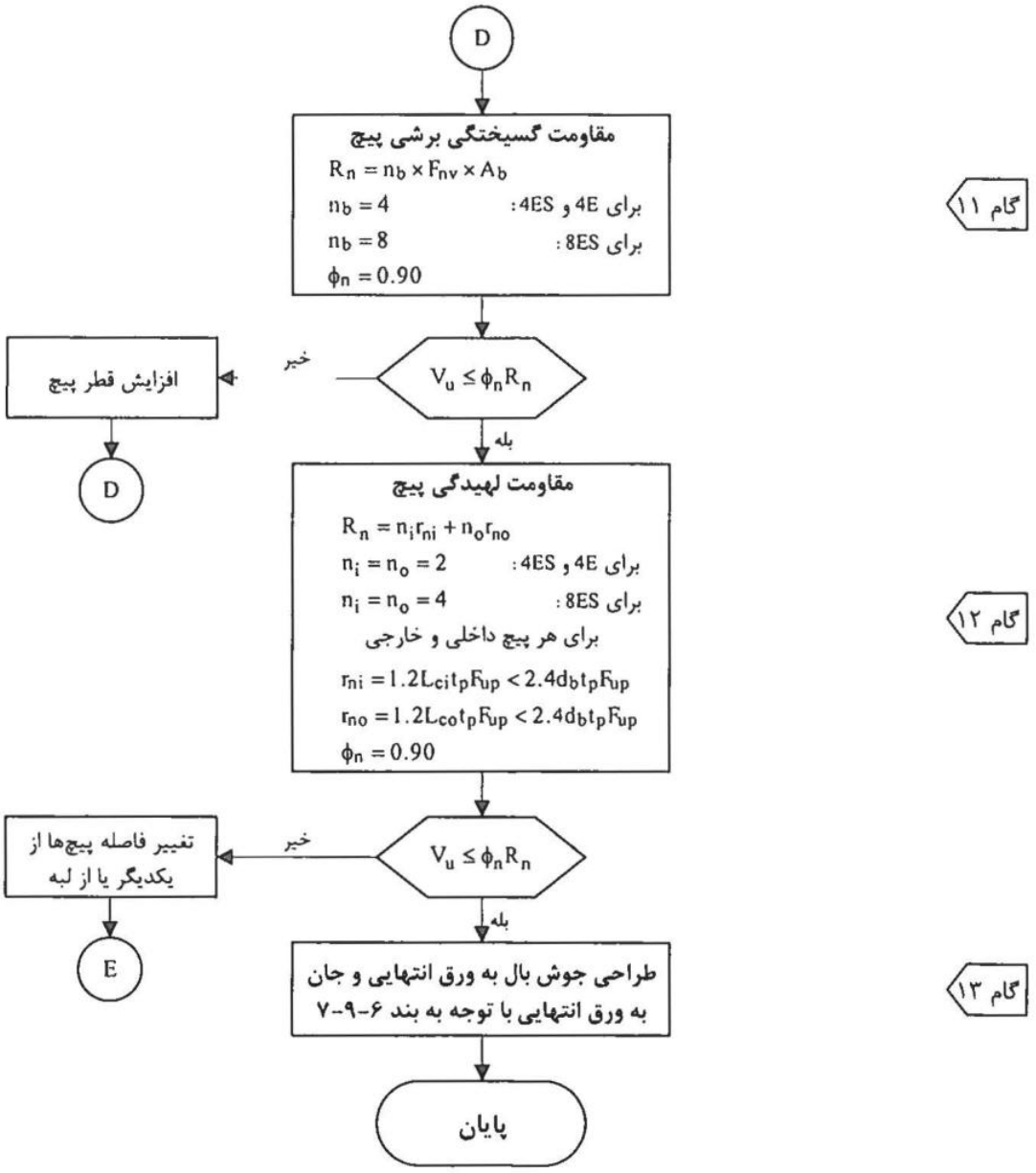
شکل ۲۴ ـ ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP



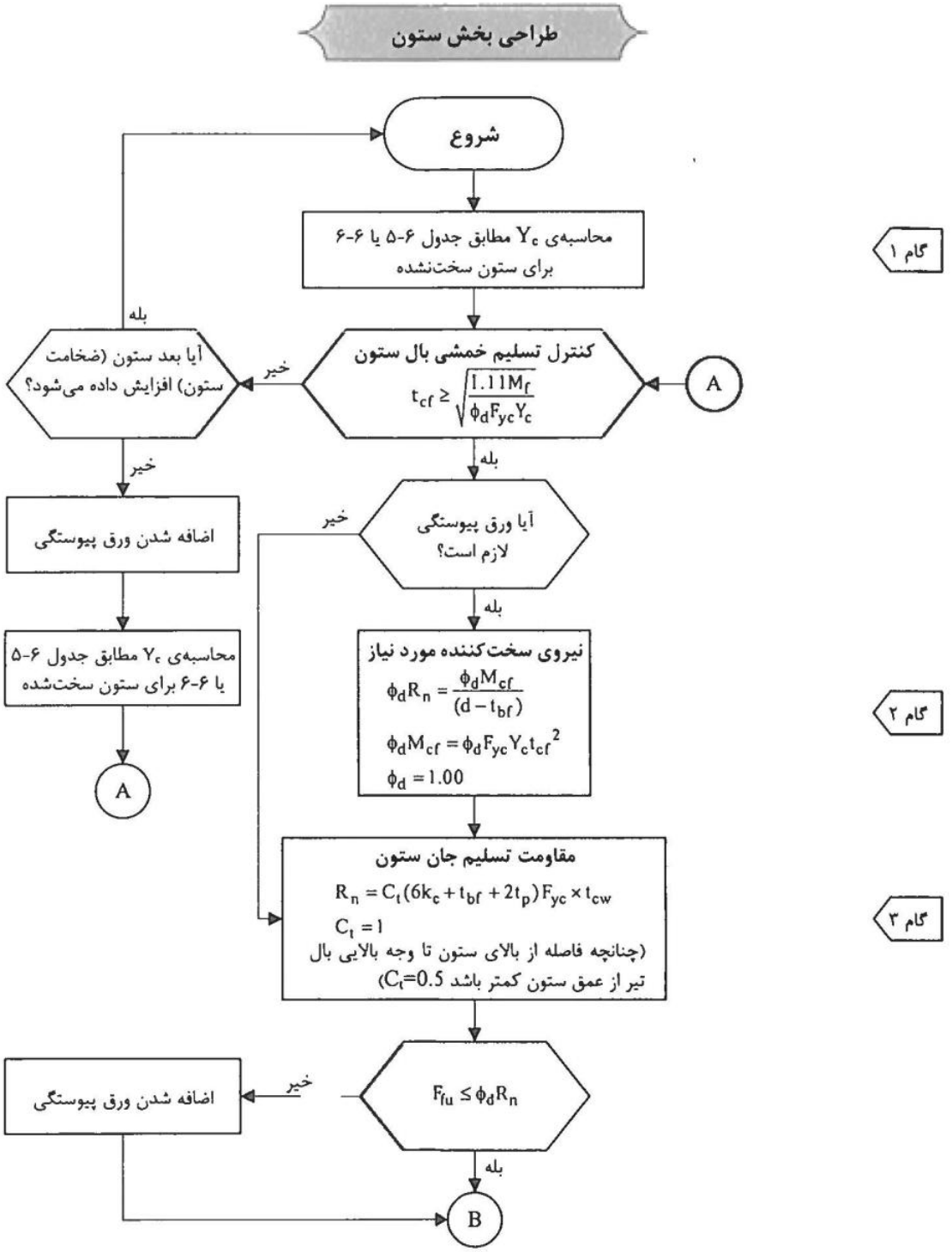
شکل ۲۴ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)



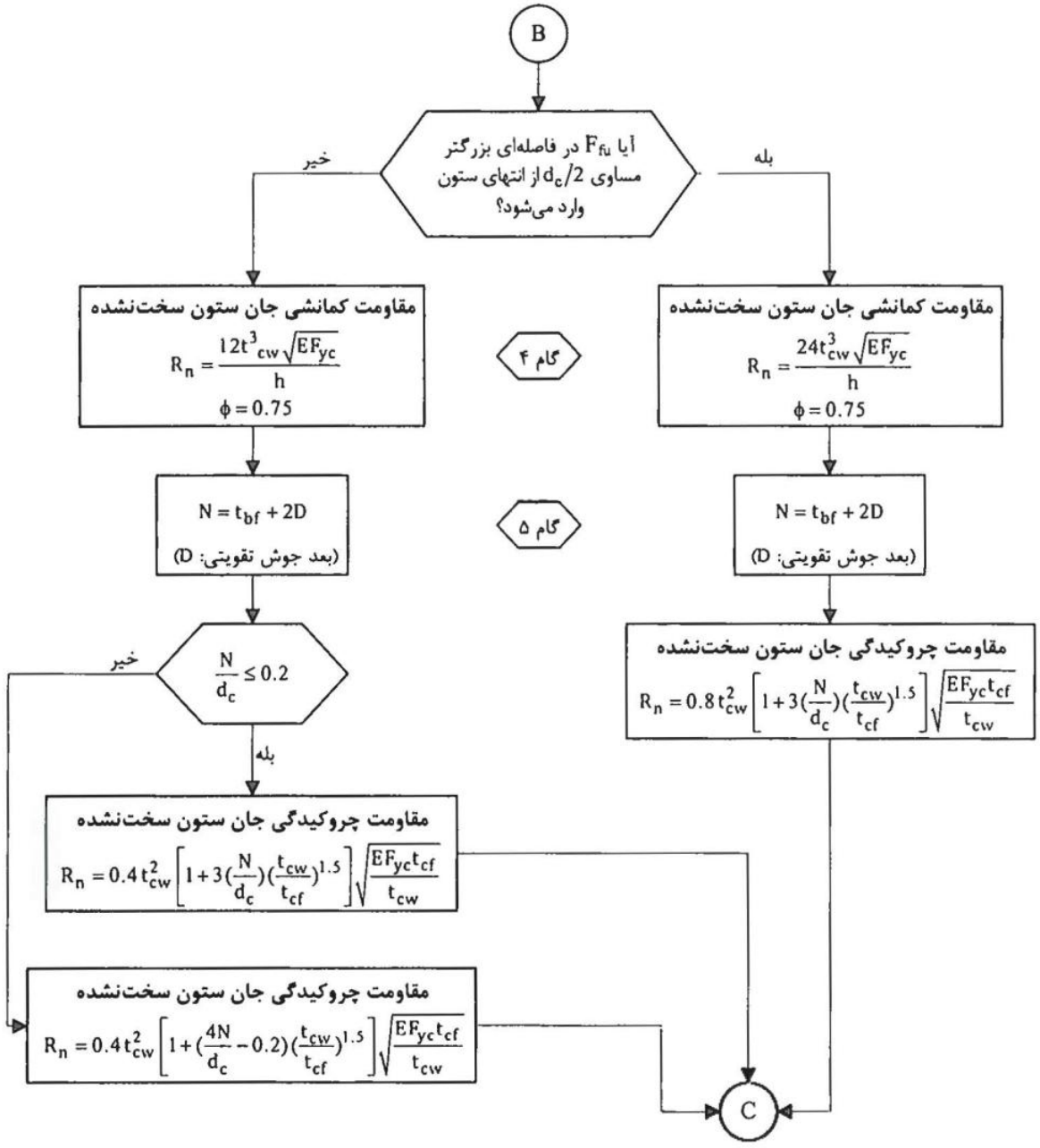
شکل ۲۴ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)



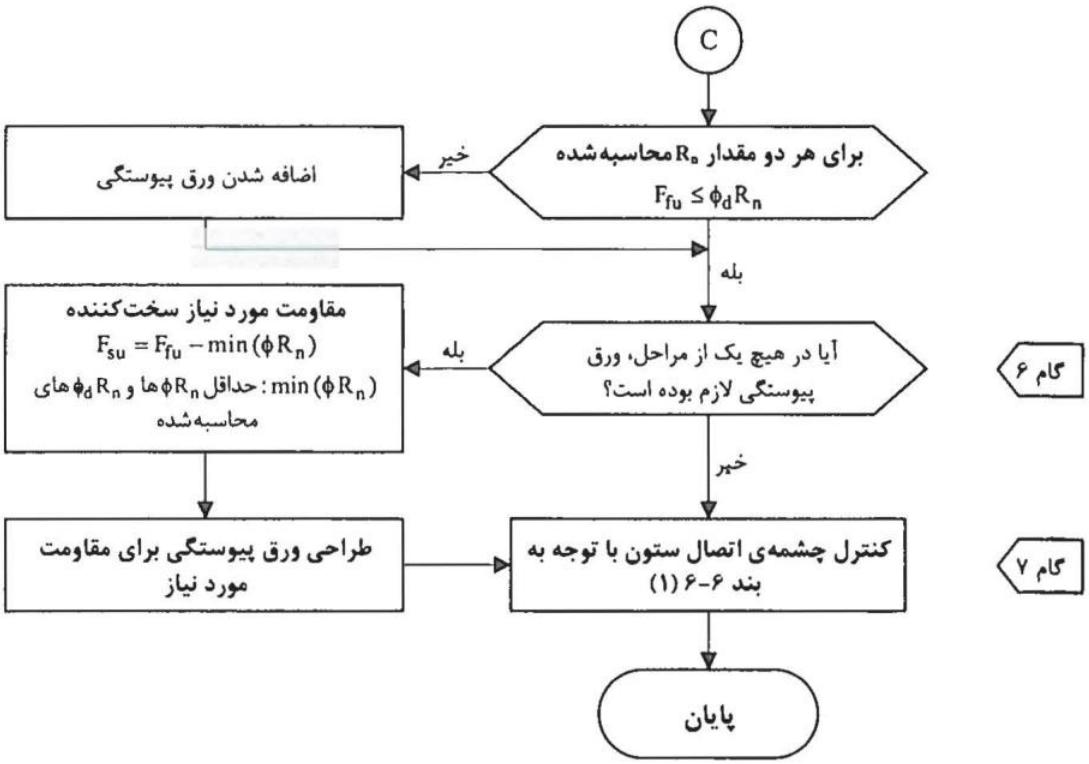
شکل ۲۴ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)



شکل ۲۴ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)



شکل ۲۴ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)



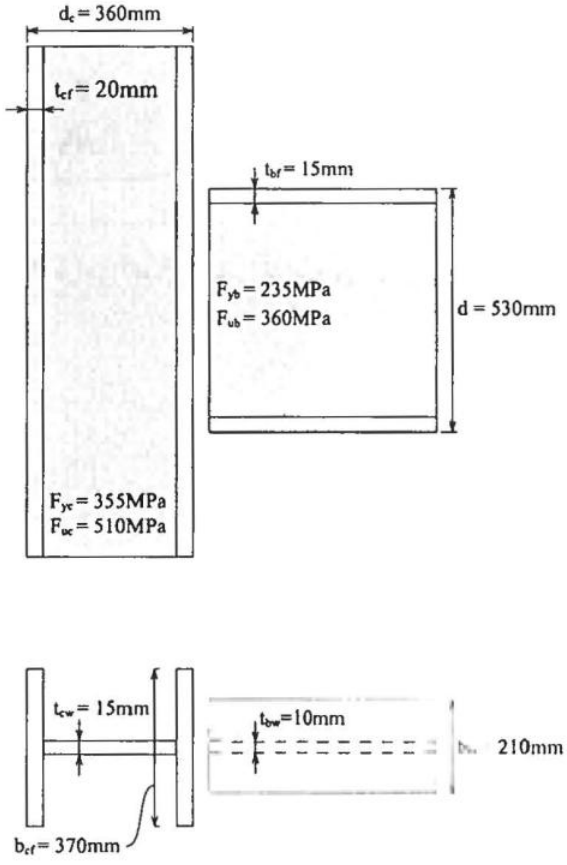
شکل ۲۴-۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)

۱۳-۶-۲ مثال‌های عددی

مثال ۱ـ۱۳[۹]

[۹] مرجع ۵۰

مطلوب است طراحی اتصال تیر به ستون شکل م۲۰-۲، به صورت گیردار به کمک اتصال خمشی ورق انتهایی چهارپیچی سخت‌نشده (4E) و با استفاده از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، برای استفاده در یک قاب خمشی متوسط. بارگذاری ناشی از ترکیب بار $w_u = 1.2\,w_{DL} + 0.5\,w_{LL}$ روی تیر برابر ۳۰ کیلونیوتن بر متر، طول تیر از مرکز تا مرکز ستون، L_o، ۷ متر، لنگر خمشی موجود در تیر ناشی از ترکیب باهاری آیین نامه ای در وجه ستون برابر با ۴۰۰ کیلونیوتن-متر است. نیروی محوری و برش موجود در ستون تحت اثر ترکیب بارهای عادی به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۸۰ کیلونیوتن می‌باشد. فاصله‌ی بال بالایی تیر از انتهای ستون بیشتر از نصف عمق تیر است.



حل:

کنترل فشردگی تیر و ستون

در فرآیند طراحی سازه، تیر و ستون به صورت مقاطع با شکل‌پذیری زیاد انتخاب شده‌اند.

محاسبات اولیه

مشخصات تیر:

اساس مقطع پلاستیک، Z_{xb}، به شرح زیر است.

$$Z_{xb} = 2247250 \ mm^3$$

انتخاب مشخصات اولیه‌ی اتصال

مشخصات مصالح:

مدول الاستیسیته ..... $E = 2\times10^5 \ MPa$

تنش تسلیم ورق انتهایی ..... $F_{yp} = 235 \ MPa$

تنش کششی نهایی ورق انتهایی ..... $F_{up} = 360 \ MPa$

مقاومت نهایی کششی فلز الکترود ..... $F_{ue} = 490 \ MPa \ (E70)$

مقاومت برشی پیچ (عدم عبور سطح برش از ناحیه‌ی دندانه‌شده) ..... $F_{nv} = 579 \ MPa \ (A490M)$

مقاومت کششی پیچ ..... $F_{nt} = 780 \ MPa \ (A490M)$

تذکر:

الکترود انتخاب‌شده مطابق با جدول ۳-۱ از AWS D1.1 (یا جدول ۱۰-۲-۹-۴ از مبحث دهم ویرایش ۹۲) با فولاد مصرفی سازگار است.

طراحی ورق انتهایی و پیچ

گام ۲- انتخاب هندسه‌ی اتصال

عرض مؤثر ورق در محاسبات:

$$b_p = b_{bf} + 25 = 210 + 25 = 235 \ mm$$

عرض انتخابی ورق در اجرا:

$$\Rightarrow USE \ b_p = 240 \ mm$$

(با توجه به جدول ۶-۱)

$$p_{fi} = p_{fo} = 50 \ mm$$

$$g = 150 \ mm \le b_{bf} = 210 mm$$

$$d_e = 40 \ mm$$

$$h_p = d + 2\left[p_{fo} + d_e\right]$$

$$= 530 + 2(50 + 40) = 710 \ mm$$

حداکثر لنگر محتمل در مفصل پلاستیک:

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{235+360}{2\times 235} = 1.266 > 1.2$$ ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-2)

$$\Rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_e \quad , \quad Z_e = Z_{xb}$$ ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-1)

$$= 1.2\times 1.15\times 235\times 2247250\times 10^{-5} = 728.8\,\text{kN.m}$$

تعیین فاصله از وجه ستون تا مفصل پلاستیک:

$$S_h = \min\left(\frac{d}{2}, 3b_{bf}\right) = \min\left(\frac{530}{2}, 3\times 210\right) = 265\,\text{mm}$$ ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 1

برش در وجه ستون:

طول دهانه‌ی آزاد تیر:

$$L' = L_o - 2\times\frac{d_c}{2} = 7000 - 2\times\frac{360}{2} = 6640\,\text{mm}$$

در محاسبه‌ی L'، فرض شده است که مقطع ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

فاصله‌ی بین مفصل‌های پلاستیک:

$$L_h = L' - 2S_h$$

$$L_h = 6640 - 2\times 265 = 6110\,\text{mm}$$

برش ناشی از بارگذاری ثقلی در وجه ستون:

$$V_{gravity} = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{3\times 10^4 \times 6.64}{2} = 99600\,\text{N} = 99.6\text{kN}$$

برش در وجه ستون:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-2)

$$= \frac{2\times 728.8\times 10^3}{6.11} + 99600 = 338159.74\,\text{N}$$

$$= 338.16\,\text{kN}$$

لنگر در وجه ستون:

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \qquad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-1)}$$
$$= 728.8 + 338.16 \times 0.265 = 818.8\,\text{kN.m}$$

نکته‌ی بسیار مهم:

مشاهده می‌شود که مطابق روابط و تعاریف ارائه‌شده در گام ۱ از بند ۶-۱۰-۱ در محاسبه‌ی لنگر وجه ستون، M_f، برخلاف مثال‌های اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS) و اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده (BFP)، برش انتهای تیر در بازوی S_h ضرب شده است. هرچند به وضوح از نمودار آزاد تیر (شکل م-۱۰-۳) قابل مشاهده است که باید برش محل مفصل پلاستیک در این رابطه لحاظ گردد، به دلیل مطابقت با ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، برش انتهای تیر در محاسبه اعمال شده است. راهنمای طراحی شماره‌ی ۴ آمریکا[1] که مبنای پیش‌پذیرفتگی اتصال خمشی با ورق انتهایی می‌باشد، از مقدار برش در محل مفصل پلاستیک در محاسبه‌ی لنگر در وجه ستون استفاده کرده است. لازم به ذکر است اختلاف این دو مقدار ناچیز خواهد بود.

گام ۳- تعیین قطر پیچ مورد نیاز

$$h_0 = d - \frac{1}{2}t_{bf} + p_{fo} = 530 - \frac{1}{2}\times 15 + 50 = 572.5\,\text{mm} \qquad \text{ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 3}$$

$$h_1 = d - \frac{3}{2}t_{bf} - p_{fi} = 530 - \frac{3}{2}\times 15 - 50 = 457.5\,\text{mm} \qquad \text{ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 3}$$

با فرض پیچ از استاندارد A490M و اینکه سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد؛

$$F_{nt} = 780\,\text{MPa} \qquad F_{nv} = 579\,\text{MPa} \qquad \text{ANSI/AISC 360- Table J3.2}$$

$$d_{b\ req'd} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt}(h_0 + h_1)}} \qquad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-3)}$$

$$d_{b\ req'd} = \sqrt{\frac{2\times 818.8\times 10^6}{\pi \times 0.9 \times 780 \times (572.5 + 457.5)}} = 26.85\,\text{mm}$$

گام ۴- انتخاب قطر پیچ

با توجه به آنکه باید $d_b \geq d_{b\ req'd}$، پیچ با قطر ۲۷ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

با توجه به بند ۶-۹-۲ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، به دلیل آنکه قطر پیچ از ۲۵ میلی‌متر بزرگتر است، مقادیر p_{fi} و p_{fo} باید حداقل ۱۹ میلی‌متر از قطر پیچ بزرگتر باشند که در فرض اولیه، این دو مقدار برابر ۵۰ میلی‌متر انتخاب شده‌اند و الزام فوق را پاسخگو هستند. با توجه به جدول J3.4M از ضوابط عمومی AISC فاصله از لبه‌ی انتخاب شده در گام ۲ (۴۰ میلی‌متر) از ۳۴ میلی‌متر ارائه شده برای قطر پیچ ۲۷ میلی‌متر بزرگتر بوده و کافی می‌باشد.

گام ۵- تعیین ضخامت مورد نیاز ورق انتهایی

پارامترهای لازم برای تعیین ضخامت مورد نیاز ورق انتهایی از جدول ۶-۲ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC محاسبه می‌گردند.

$$s=\frac{1}{2}\sqrt{b_p g}=\frac{1}{2}\sqrt{240\times150}=95\text{mm}>p_{fi}=50\text{mm}$$

$$Y_p=\frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{p_{fo}}\right)-\frac{1}{2}\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)\right]$$

$$=\frac{240}{2}\times\left[457.5\left(\frac{1}{50}+\frac{1}{95}\right)+572.5\left(\frac{1}{50}\right)-\frac{1}{2}\right]+\frac{2}{150}\left[457.5(50+95)\right]$$

$$=3874.4\,\text{mm}$$

$$t_{p\ req'd}=\sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}=\sqrt{\frac{1.11\times818.8\times10^6}{1\times235\times3874.4}}=31.6\,\text{mm}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-5)

گام ۶- انتخاب ضخامت ورق انتهایی

با توجه به آنکه باید $t_p \geq t_{p\ req'd}$، ورق با ضخامت ۳۵ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

گام ۷- محاسبه‌ی نیروی ضریبدار بال تیر

$$F_{fu}=\frac{M_f}{d-t_{bf}}=\frac{818.8\times10^6}{530-15}=1589902.91\,\text{N}$$

$$=1590\,\text{kN}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-6)

گام ۸- کنترل تسلیم برشی بخش گسترش‌یافته

در گام ۸ از بند ۶-۱۰-۱ آمده است که عرض ورق انتهایی در محاسبات مربوط به رابطه‌ی (۶-۱۰-۷) نباید از عرض بال تیر به‌علاوه‌ی ۲۵ میلی‌متر (عرض مؤثر)، بزرگتر در نظر گرفته شود.

$$b_p=\min(b_p, b_{bf}+25\text{mm})=\min(240, 210+25\text{mm})=235\text{mm}$$

$$\frac{F_{fu}}{2}\leq\phi_d R_n=\phi_d(0.6)F_{yp}\,b_p t_p$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-7)

$$\phi_d R_n=\phi_d\times0.6F_{yp}\times b_p\times t_p=1\times0.6\times235\times235\times35=1159725\,\text{N}=1159.73\,\text{kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2}=\frac{1590}{2}=795\text{kN}\leq\phi_d R_n=1159.73\,\text{kN}$$

مناسب است.

گام ۹- کنترل گسیختگی برشی بخش گسترش‌یافته

$$A_n=t_p\left[b_p-2(d_b+3\text{mm})\right]$$

$$=35\times\left[240-2\times(27+3)\right]=6300\,\text{mm}^2$$

ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 9

$$\frac{F_{fu}}{2}\leq\phi_n R_n=\phi_n(0.6)F_{up}\,A_n$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-8)

$$\phi_n R_n=\phi_n\times0.6F_{up}\times A_n=0.9\times0.6\times360\times6300=1224720\,\text{N}=1224.72\,\text{kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2}=795\text{kN}\leq\phi_n R_n=1224.72\,\text{kN}$$

مناسب است.

گام ۱۱- مقاومت گسیختگی برشی پیچ

$V_u \le \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-11)

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 27^2}{4} = 572.6\,mm^2$$

با توجه به آنکه برش توسط پیچ‌های فشاری تحمل می‌شود، تعداد پیچ‌های مؤثر در برش برابر ۴ لحاظ می‌گردد.

$F_{nv} = 579MPa$ ANSI/AISC 360- Table J3.2

$$R_n = n_b \times F_{nv} \times A_b = 4 \times 579 \times 572.6 = 1326141.6\,N = 1326.1\,kN$$

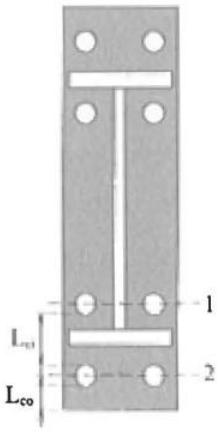
$\phi_n = 0.90$

$V_u = 338.16kN \le 0.9 \times 1326.1 = 1193.5kN$ مناسب است.

گام ۱۲- کنترل مقاومت لهیدگی پیچ

کنترل مقاومت لهیدگی پیچ در ورق انتهایی:

با توجه به آنکه فرض می‌شود برش توسط پیچ‌های فشاری تحمل می‌شود، طول L_c برای دو پیچ موجود در ردیف (۱) شکل م-۲-۳ برابر L_{ci} و برای دو پیچ موجود در ردیف (۲) این شکل، برابر L_{co} است.



شکل م-۲-۳ پیچ‌های فشاری اتصال ورق انتهایی

قطر سوراخ با توجه به قطر پیچ و بر اساس جدول J3.3M از ضوابط عمومی AISC برابر است با:

$$d_b = 27mm \Rightarrow d_{hole} = d_b + 3mm = 27 + 3 = 30mm$$

برای هر پیچ داخلی:

$$L_{ci} = p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} - 2 \times \frac{1}{2} d_{hole}$$

$$= 50 + 15 + 50 - 2 \times \frac{1}{2} \times 30 = 85\,mm$$

$$r_{ni} = 1.2 L_{ci} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)

$$= 1.2 \times 85 \times 35 \times 360 \leq 2.4 \times 27 \times 35 \times 360$$

$$= 1285.2\text{kN} \geq 816.48\text{kN} \quad \Rightarrow r_{ni} = 816.48\,\text{kN}$$

برای هر پیچ خارجی:

$$L_{co} = d_e - \frac{1}{2} d_{hole}$$

$$= 40 - \frac{1}{2} \times 30 = 25\,\text{mm}$$

$$r_{no} = 1.2 L_{co} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)

$$= 1.2 \times 25 \times 35 \times 360 \leq 2.4 \times 27 \times 35 \times 360$$

$$= 378 \leq 816.48\text{kN} \quad \Rightarrow r_{no} = 378\text{kN}$$

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-12)

$$n_i = n_o = 2$$

$$R_n = n_i r_{ni} + n_o r_{no}$$

$$= 2 \times 816.48 + 2 \times 378 = 2388.96\,\text{kN}$$

$$\phi_n = 0.90$$

$$V_u = 338.16\text{kN} \leq \phi_n R_n = 0.9 \times 2388.96 = 2150.06\,\text{kN}$$ مناسب است.

کنترل مقاومت لهیدگی پیچ در بال ستون:

طـول مقـاوم لهیدگی، L_c، برای پیچ‌های ردیف (۱) در شـکل م-۲-۳ در بال سـتون، مشـابه ورق انتهایی خواهد بود، اما به دلیل ممتد بودن بال سـتون طول مقاوم لهیدگی ردیف (۲) از طول نمایش داده شـده بیشـتر می‌باشد. در راستای اطمینان از طول‌های محاسبه‌شده در ورق انتهایی، برای کنترل مقاومت لهیدگی بال ستون استفاده خواهد شد. با توجه به متفاوت بودن مشخصات بال ستون، محاسبات فوق برای ورق انتهایی به شرح زیر به بال ستون تعمیم داده می‌شود:

$$(\phi_n R_n)_{Column} = (\phi_n R_n)_{End\ Plate} \times \frac{F_{uc}}{F_{up}} \times \frac{t_{cf}}{t_p}$$

$$= 2150.06 \times \frac{510}{360} \times \frac{20}{35} = 1740.5\,\text{kN}$$

$$V_u = 338.16\text{kN} \leq (\phi_n R_n)_{Column} = 1740.5\,\text{kN}$$ مناسب است.

گام ۱۳- طراحی جوش بال به ورق انتهایی و جان به ورق انتهایی

طراحی جوش بال به ورق انتهایی:

برای اتصال بال تیر به ورق انتهایی از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده می‌شود.

طراحی جوش جان تیر به ورق انتهایی:

بر اساس بند ۶-۹-۷(۳) از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، فرض بر آن است که جوش گوشه باید بتواند ظرفیت

کششی جان تیر، از زیر بال تا ۱۵۰ میلی‌متر بعد از ردیف پیچ داخلی را تأمین کند:

$$L_{wt} = p_{fi} + 150mm = 50 + 150 = 200\,mm$$

نیروی کششی جان در طول L_{wt} از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$T = \phi_T \times F_{yb} \times t_{bw} \times L_{wt}$$

مقاومت جوش در طول L_{wt}:

$$R_w = 2 \times \phi \times 0.6 F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} D_{req'd_T} \times L_{wt}$$

از برابر قرار دادن نیروی کششی و مقاومت جوش خواهیم داشت:

$$\Rightarrow D_{req'd_T} = \frac{\phi_T F_{yb} \times t_{bw}}{2 \times \phi \times 0.6 F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5} = \frac{0.9 \times 235 \times 10}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5} = 4.5mm$$

تذکر:

به دلیل زاویه‌ی ۹۰ درجه بین جوش و نیروی وارده، مطابق بند J2.4 از ضوابط عمومی AISC، ضریب ۱/۵ در مقاومت جوش اعمال شده است. بر اساس این بند از آیین‌نامه، مقاومت اسمی جوش از رابطه‌ی J2-4 محاسبه می‌شود. بنابراین:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \qquad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J2-4)}$$

که در این رابطه:

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} (1 + 0.5\ \mathrm{Sin}^{1.5}\theta) \qquad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J2-5)}$$

و

F_{EXX} = مقاومت رده‌بندی فلز پرکننده، MPa

θ = زاویه‌ی بارگذاری که از محور طولی جوش اندازه‌گیری می‌شود، درجه

A_{we} = مساحت مؤثر جوش، mm^2

بر اساس جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ورق نازک‌تر اتصال، به شرح زیر است.

$$\min(t_{bw}, t_p) = \min(10mm, 35mm) = 10mm \Rightarrow D_{min} = 5mm$$

$$D_{req'd_T} = 4.5\,mm \le D_{min} = 5mm$$

با توجه به آنکه مقدار بعد جوش محاسباتی، از حداقل بعد جوش گوشه کمتر است، حداقل بعد جوش در نقشه‌ها قید خواهد شد.

بـا توجـه به بند ۶-۹-۷(۳) از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، تیـر تا ۱۵۰ میلی‌متر بعد از داخلی‌ترین ردیف پیچ در کشش است. فرض می‌شود که برش جان تیر از طریق جوش بخش تحت فشار منتقل می‌گردد. در نتیجه این بخش کوچک‌تریـن دو مقـدار ۱- ارتفاع جان تیر منهای بخش تأمین‌کننده‌ی کشـش و ۲- نصف عمـق جان تیر در نظر گرفته می‌شود.

$$L_{wv} = \min\left(\frac{d}{2} - t_{bf}, d - 2t_{bf} - p_{fi} - 150mm\right)$$
$$= \min\left(\frac{530}{2} - 15, 530 - 2\times 15 - 50 - 150\right)$$
$$= \min(250, 300) = 250mm$$

$$\text{برش موجود} = V_u$$

$$\text{مقاومت جوش} = 2\times\phi\times 0.6F_{uc}\times L_{wv}\times\frac{\sqrt{2}}{2}$$

از برابر قرار دادن برش موجود و مقاومت جوش خواهیم داشت:

$$D_{req'd_v} = \frac{V_u}{2\times\phi\times 0.6F_{ue}\times L_{wv}\times\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{338.16\times 10^3}{2\times 0.75\times 0.6\times 490\times 250\times\frac{\sqrt{2}}{2}}$$
$$= 4.34mm \le D_{min} = 5mm$$

با توجه به آنکه مقدار بعد جوش محاسـباتی، از حداقل بعد جوش گوشـه کمتر اسـت، حداقل بعد جوش در نقشـه‌ها قید خواهد شد.

بـا توجـه به رفتار رفت و برگشـتی زلزلـه باید اتصالی کامـلاً متقارن طراحی شـود، بنابراین بزرگتریـن دو مقدار جوش محاسـباتی بـرای کشـش و برش به عنوان یک بعد جوش یکسـان برای اتصال جان تیر بـه ورق انتهایی در نظر گرفته خواهد شد.

$$\max(D_{req'd_T}, D_{req'd_v}) = \max(5,5) = 5mm$$

بعد جوش گوشه ۵ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

تذکر مهم:

با توجه به آنکه مرجع محاسبات مثال‌ها ضوابط و استانداردهای AISC می‌باشد، در محاسبات بعد جوش از پارامتر ضریب بازرسـی جوش، β، موضوع بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ استفاده نشده است زیرا چنین پارامتری در ضوابط AISC وجود ندارد. برای طراحی بر اساس مبحث دهم، لازم است این ضریب لحاظ گردد.

طراحی بخش ستون

گام ۱- کنترل تسلیم خمشی بال ستون

پارامترهای لازم برای تعیین ضخامت مورد نیاز بال ستون از جدول ۶-۵ ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC محاسبه می‌گردند.

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{cf} \times g} = \frac{1}{2}\sqrt{370 \times 150} = 117.8\,mm$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(s + \frac{3c}{4}\right) + h_0\left(s + \frac{c}{4}\right) + \frac{c^2}{2}\right] + \frac{g}{2}$$

$$c = p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} = 50 + 15 + 50 = 115\,mm$$

$$Y_c = \frac{370}{2}\left[457.5\left(\frac{1}{117.8}\right) + 572.5\left(\frac{1}{117.8}\right)\right] + \frac{2}{150}[457.5 \times (117.8 + \frac{3 \times 115}{4}) + 572.5(117.8 + \frac{115}{4}) + \frac{115^2}{2}] + \frac{150}{2} = 4144.11\,mm$$

چنانچه رابطه‌ی زیر برقرار باشد، به منظور جلوگیری از تسلیم خمشی بال ستون نیازی به ورق پیوستگی نمی‌باشد:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-13)

$$20mm \leq \sqrt{\frac{1.11 \times 818.8 \times 10^6}{1 \times 355 \times 4144.11}} = 24.86mm$$

مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

اگر از ورق پیوستگی به ضخامت ۱۵ میلی‌متر استفاده شود، $t_s = t_{cp} = 15\,mm$:

$$p_{so} = p_{si} = \frac{c - t_s}{2} = \frac{115 - 15mm}{2} = 50\,mm$$

با استفاده از جدول ۶-۵ برای بال ستون سخت‌شده:

$$p_{si} = 50mm \leq s = 117.8 \Rightarrow p_{si} = 50\,mm$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}}\right) + h_0\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(s + p_{si}) + h_0(s + p_{so})\right]$$

$$= \frac{370}{2}\left[457.5\left(\frac{1}{117.8} + \frac{1}{50}\right) + 572.5\left(\frac{1}{117.8} + \frac{1}{50}\right)\right] + \frac{2}{150}\left[457.5(117.8 + 50) + 572.5(117.8 + 50)\right]$$

$$= 7733.03\,mm$$

کنترل تسلیم خمشی بال ستون سخت‌شده:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-13)

$$20\text{mm} \geq \sqrt{\frac{1.11\times 818.8\times 10^6}{1\times 355\times 7733.03}} = 18.2\text{ mm}$$

مناسب است.

گام ۲- نیروی مورد نیاز ورق پیوستگی ناشی از تسلیم خمشی بال ستون

به علت آنکه برای تسلیم خمشی بال ستون به ورق پیوستگی نیاز است، باید این گام از فرآیند طراحی نیز محاسبه گردد. لازم به ذکر است، در محاسبات زیر، Y_c پارامتر مکانیزم خط تسلیم ستون سخت‌نشده می‌باشد که در گام قبل به دست آمده است.

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2 = 1\times 355\times 4144.11\times 20^2$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-14)
$$= 588463620\,\text{N.mm} = 588.5\,\text{kN.m}$$

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{d_b - t_{bf}} = \frac{588.5\times 10^3}{530-15} = 1142.65\,\text{kN}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-15)

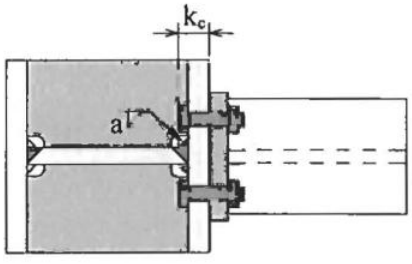
گام ۳- مقاومت تسلیم جان ستون

در گام ۳ از بند ۶-۱۰-۲ مقدار پارامتر C_t با توجه به فاصله‌ی بال بالایی تیر نسبت به بالای ستون تعیین می‌شود، با در نظر گرفتن اینکه فاصله از بالای ستون تا وجه بالایی بال تیر از عمق ستون بیشتر است:

$$C_t = 1$$
$$R_n = C_t \times (6\,k_c + t_{bf} + 2t_p)\times F_{yc}\times t_{cw}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-17)

براساس بند ۲-۳-۲-ب(۱) در ستون I-شکل ساخته‌شده در ناحیه‌ی ۳۰۰ میلی‌متر بالاتر از بال بالایی تیر تا ۳۰۰ میلی‌متر پایین‌تر از بال پایین تیر، جان و بال باید با جوش شیاری با نفوذ کامل به هم متصل شوند و جوش گوشه‌ی تقویتی با بعد جوش کوچکترین دو مقدار ۸ میلی‌متر و ضخامت جان ستون داشته باشند. بنابراین مطابق شکل م-۲-۴ بعد جوش گوشه، a، برابر است با:

$$a = \min(8\text{mm}, t_{cw})$$
$$= \min(8\text{mm}, 15\text{mm})$$
$$= 8\text{mm}$$



شکل م-۲-۴ جوش تقویتی اتصال بال‌ها و جان ستون در محل اتصال

مقدار پارامتر k_c که فاصله از پشت بال ستون تا انتهای جوش گوشه می‌باشد، برابر است با:

$$k_c = t_{cf} + 8 = 20 + 8 = 28\text{mm}$$
$$R_n = C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$
$$R_n = 1 \times (6 \times 28 + 15 + 2 \times 35) \times 355 \times 15$$
$$= 1347225\,\text{N} = 1347.3\,\text{kN}$$

$F_{fu} \le \phi_d R_n$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-16)

$1590\,\text{kN} \ge 1 \times 1347.3 = 1 \times 1347.3\,\text{kN}$ مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

گام ۴- کنترل مقاومت کمانشی جان ستون سخت‌نشده

F_{fu} در فاصله‌ای بزرگتر از $\frac{d_c}{2}$ از انتهای ستون وارد می‌شود.

$$R_n = \frac{24\, t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yc}}}{h}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-19)

$$h = d_c - 2 \times t_{cf} = 360 - 2 \times 20 = 320\,\text{mm}$$
$$R_n = \frac{24 \times 15^3 \sqrt{2 \times 10^5 \times 355}}{320} = 2132869.16\,\text{N}$$
$$= 2132.9\,\text{kN}$$

$F_{fu} \le \phi R_n \;,\; \phi = 0.75$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-18)

$1590\,\text{kN} \le 0.75 \times 2132.9 = 1599.7\,\text{kN}$ مناسب است.

گام ۵- مقاومت چروکیدگی جان ستون سخت‌نشده

براساس بند ۶-۹-۷(۲) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید با استفاده از جوش شیاری اجرا شود و وجه داخلی بال باید جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر داشته باشد، در جهت اطمینان از اثر جوش صرف‌نظر می‌شود، بنابراین:

$$N = t_{bf} + 2 \times (\text{بعد جوش تقویتی}) = 15 + 2 \times 0 = 15\,\text{mm}$$

$$R_n = 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d_c}\right)\left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-22)

$$= 0.8 \times 15^2 \left[1 + 3\left(\frac{15}{360}\right)\left(\frac{15}{20}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 355 \times 20}{15}}$$
$$= 1893533.62\,\text{N} = 1893.53\,\text{kN}$$

$F_{fu} \le \phi R_n \;,\; \phi = 0.75$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-21)

$1590\,\text{kN} \ge 0.75 \times 1893.53 = 1420.2\,\text{kN}$ مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

گام ۷- کنترل چشمه‌ی اتصال

$$d_p = d - t_{bf}$$
$$= 530 - 15 = 515\,mm$$
$$R_u = \frac{M_u + M_u'}{d_p} - V_u$$

مطابق مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته، در قاب‌های خمشی ویژه لنگر مورد استفاده در محاسبه‌ی برش چشمه‌ی اتصال، لنگر تیر در وجه ستون ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک است. در حالی‌که در قاب‌های خمشی متوسط لنگر موجود تیر در وجه ستون ناشی از ترکیب بارهای آیین‌نامه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد.

برش مورد نیاز چشمه‌ی اتصال برابر است با:

$$R_u = \frac{400}{0.515} - 180 = 596.7\,kN$$

مقاومت اسمی جان چشمه‌ی اتصال برای حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر است:

$$P_{uc} = 200\,kN$$

$$A_g = (360 - 2\times 20)\times 15 + 2\times 370\times 20 = 19600\,mm^2$$
$$P_c = A_g F_{yc} = 19600\times 335 = 6958\,kN$$

با توجه به صورت مسأله، اثر تغییرشکل چشمه‌ی اتصال در تحلیل سازه لحاظ شده است:

$$0.75P_c = 0.75\times 6958 = 5218.5\,kN$$
$$P_{uc} \le 0.75P_c$$

$$\Rightarrow R_n = 0.6F_{yc}\times d_c \times t_{cw}\times\left[1 + \frac{3\times b_{cf}\times t_{cf}^2}{d\times d_c\times t_{cw}}\right]$$ ANSI/AISC 360- Equation (J10-11)

$$= 0.6\times 355\times 360\times 15\times\left[1 + \frac{3\times 370\times 20^2}{530\times 360\times 15}\right]$$
$$= 1328.7\,kN$$

کنترل برش چشمه‌ی اتصال:

$$R_u \le \phi R_n$$
$$\phi = 1.00$$
$$596.7\,kN \le 1\times 1328.7 = 1328.7\,kN$$

مناسب است.

در نتیجه ورق مضاعف جان، مورد نیاز نیست.

توجه شود که در قاب‌های خمشی متوسط نیازی به کنترل نسبت لنگر ستون به تیر نمی‌باشد.

گام ۶- مقاومت مورد نیاز ورق پیوستگی

در گام‌های ۱ (کنترل تسلیم خمشی بال ستون)، گام ۳ (مقاومت تسلیم جان ستون) و گام ۵ (مقاومت چروکیدگی جان

ستون سخت‌نشده) به ورق پیوستگی نیاز است. نیروی طراحی ورق پیوستگی عبارت است از:

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n)$$ ANSI/AISC 358- Equation (6.10-25)

$$= 1590 - \min \begin{Bmatrix} (\text{Section } 6.10.2 \text{ Step2}) \rightarrow 1142.65\text{kN} \\ (\text{Section } 6.10.2 \text{ Step3}) \rightarrow 1347.3\text{kN} \\ (\text{Section } 6.10.2 \text{ Step4}) \rightarrow - \\ (\text{Section } 6.10.2 \text{ Step5}) \rightarrow 1420.2\text{kN} \end{Bmatrix}$$

$$= 447.35\,\text{kN}$$

طراحی ورق پیوستگی:

توجه به این نکته ضروری است که بند ۲-۴-۴ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی ورق‌های پیوستگی را به ضوابط لرزه‌ای AISC ارجاع می‌دهد، اما استثنای این بند مربوط به ورق‌های پیوستگی اتصال ورق انتهایی می‌باشد که باید با ضوابط بند ۶-۷ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی شوند. بند ۶-۷ نیز، بررسی نیاز به ورق‌های پیوستگی و طراحی آن‌ها را به مراحل طی‌شده‌ی فوق ارجاع می‌دهد.

با توجه به استفاده از دو ورق پیوستگی، نیروی طراحی هر کدام از آن‌ها برابر است با:

$$P_u = F_{su} / 2 = 447.35 / 2 = 223.7\text{kN}$$

برای ورق پیوستگی از فولاد S355 با ضخامت ۱۵ میلی‌متر استفاده می‌شود که طول آن فاصله‌ی خالص دو بال ستون و عرض آن فاصله‌ی جان تا انتهای بال ستون را پوشش می‌دهد، شکل م-۲-۵. در نتیجه:

$$b_{cp} = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{cw}}{2} = \frac{370}{2} - \frac{15}{2} = 177.5\text{mm}$$

$$L_{cp} = d_c - 2t_{cf} = 360 - 2\times 20 = 320\,\text{mm}$$

به منظور اجرایی بودن طرح، عرض ورق پیوستگی $b_{cp}=175$ mm در نظر گرفته می‌شود.

کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به بال ستون:

$$k_1 = \frac{t_{cw}}{2} + D = \frac{15}{2} + 8 = 15.5\,\text{mm}$$

بر اساس بند ۶-۳ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، لازم است بعد پخ گوشه در امتداد بال ستون به گونه‌ای انتخاب شود که حداکثر ۱۲ میلی‌متر پس از انتهای گرده‌ی ستون ادامه پیدا کند. این ضابطه برای ستون‌های نورد شده ارائه شده اما در این مثال برای تشابه این فاصله برای ستون ساخته‌شده نیز در نظر گرفته شده است. در صورتی که اندازه‌ی پخ در امتداد بال برابر ۲۰ میلی‌متر انتخاب شود این الزام تأمین می‌شود.

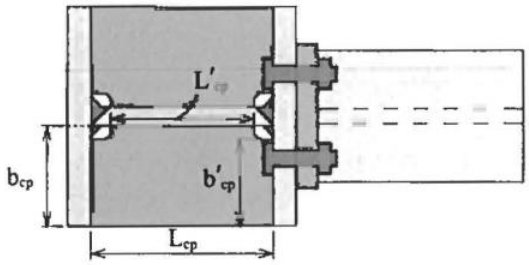
$$b'_{cp} = b_{cp} - 20\,\text{mm}$$

$$= 175 - 20 = 155\,\text{mm}$$

در صورتی‌که فرض شود ضخامت ورق پیوستگی ۱۵ میلی‌متر است:

$$P_u \le \phi F_{ycp} t_{cp} b'_{cp}$$

$$P_u = 223.7\,kN \le 0.9\times 355\times 15\times 155 = 742.84\,kN$$ مناسب است.



شکل م-۲-۵ ابعاد ورق‌های پیوستگی

با توجه به آنکه کنترل نسبت عرض به ضخامت برای ورق‌های پیوستگی به صراحت در نشریات AISC وجود ندارد، این کنترل بر اساس مورد (ح) از بند ۱۰-۳-۸-۵ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲، که بیان می‌دارد نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبه‌ی متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H-شکل، نباید از $0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بزرگتر باشد. در مثال حاضر به شرح زیر بررسی شده است:

$$\frac{b_{cp}}{t_{cp}} = \frac{175}{15} = 11.7 \le 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ycp}}} = 0.55\sqrt{\frac{2\times 10^5}{355}} = 13.05$$

در نتیجه ضخامت ورق پیوستگی مناسب است.

کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به جان ستون:

$$k_c = t_{cf} + D = 20 + 8 = 28\,mm$$

بر اساس بند ۳-۶ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، لازم است بعد پخ گوشه در امتداد جان ستون به گونه‌ای انتخاب شود که حداقل ۳۸ میلی‌متر پس از انتهای گرده‌ی ستون ادامه پیدا کند. این ضابطه برای ستون‌های نورد شده ارائه شده اما در این مثال برای تشابه این فاصله برای ستون ساخته‌شده نیز در نظر گرفته شده است. در صورتی‌که اندازه‌ی پخ در امتداد جان ۵۰ میلی‌متر انتخاب شود این الزام تأمین می‌شود.

$$L'_{cp} = L_{cp} - 2\times 50 = 320 - 2\times 50 = 220\,mm$$

$$P_u \le \phi \times 0.6 F_{ycp} t_{cp} L'_{cp}$$

$$P_u = 223.7\,kN \le 1\times 0.6\times 355\times 15\times 220 = 703\,kN$$ مناسب است.

تذکر:

ضریب مقاومت $\phi = 1.00$، بر اساس بند J4.2.(a) از ضوابط عمومی AISC انتخاب شده است.

طراحی جوش‌های ورق پیوستگی:

طراحی جوش ورق پیوستگی به جان ستون:

بند ۶-۷(۳) از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی جوش‌های ورق پیوستگی را به ضوابط لرزه‌ای AISC ارجاع می‌دهد. مطابق آنچه در مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته ارائه شد، بند E3.6f.(2) از ضوابط لرزه‌ای AISC بیان می‌دارد که نیروهای طراحی جوش گوشه‌ی اتصال ورق پیوستگی به جان ستون کمترین چهار مورد زیر است:

۱- مجموع مقاومت‌های طراحی در کشش برای مساحت در تماس ورق‌های پیوستگی با بال‌هایی از ستون که تیر به آن متصل است، که در کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به بال ستون محاسبه شده است و با توجه به یک‌طرفه بودن اتصال تیر به ستون مقدار R_1 برابر است با:

$$R_1 = 742.84\,kN$$

۲- مقاومت طراحی در برش برای مساحت در تماس ورق پیوستگی با جان ستون، که در کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به جان ستون محاسبه شده است و برابر است با R_2:

$$R_2 = 703\,kN$$

۳- مقاومت طراحی در برش برای چشمه‌ی اتصال ستون، R_3:

$$R_3 = 1328.7kN$$

این مقدار پیشتر در گام ۷ محاسبه شده است. از آنجایی که این الزام به تمام چشمه‌ی اتصال اعمال می‌شود، برای مقایسه با موارد ۱ و ۲ باید نصف آن لحاظ گردد.

۴- مجموع مقاومت‌های تسلیم مورد انتظار بال‌های تیر که به ورق‌های پیوستگی نیرو منتقل می‌کنند، R_4:

ANSI/AISC 341- Section E3.6f.(3).(d)

$$\begin{aligned} R_4 &= \sum R_y F_{yb} b_{bf} t_{bf} \\ &= 1.15 \times 235 \times 210 \times 15 \times 10^{-3} \\ &= 851.3\,kN \end{aligned}$$

از آنجایی که این الزام به تمام چشمه‌ی اتصال اعمال می‌شود، برای مقایسه با موارد ۱ و ۲ باید نصف آن لحاظ گردد.

نیروهای طراحی جوش گوشه‌ی ورق پیوستگی به جان ستون، کوچکترین چهار مقدار محاسبه‌شده می‌باشد:

$$R_{design} = \min(R_1, R_2, R_3/2, R_4/2) = R_4/2 = 425.7\,kN$$

$$\begin{aligned} D_{req} &= \frac{R_{design}}{2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times L'_{cp} \times \frac{\sqrt{2}}{2}} \\ &= \frac{425.7 \times 10^3}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 220 \times \frac{\sqrt{2}}{2}} = 6.2mm \end{aligned}$$

با توجه به جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه برابر است با:

$$\min(t_{cw}, t_{cp}) = \min(15mm, 15mm) = 15mm \Rightarrow D_{min} = 6mm$$

بعد جوش اتصال ورق پیوستگی به جان ستون برابر ۸ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

طراحی جوش ورق پیوستگی به بال ستون:

در این مثال با توجه به ضخامت ۱۵ میلی‌متری ورق پیوستگی، جوش اتصال آن به بال ستون باید جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

توضیح تکمیلی:

همانطور که در بند ۳-۶ از راهنما (بخش چهارم) بیان شده است، لزومی ندارد ورق پیوستگی حتماً تا لبه‌ی بال ستون ادامه پیدا کند. انتخاب ورق پیوستگی با مشخصات عرض $b_{cp}=100\,mm$ (متناظر شرایطی که عرض ورق پیوستگی از جان ستون تا لبه‌ی بال تیر را پوشش می‌دهد) و ضخامت $t_{cp}=10\,mm$ همچنان تمامی ضوابط فوق را پاسخگو است. بنابراین از تکرار مراحل خودداری می‌شود. اما با توجه به استثنای بند ۷-۶ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC در صورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کمتر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، جوش اتصال آن به بال ستون می‌تواند جوش گوشه‌ی دوطرفه باشد. با این شرط که مقاومت جوش از F_yA_c کمتر نباشد. که A_c مساحت در تماس ورق پیوستگی و بال ستون است.

$$b'_{cp}=100-20=80\,mm$$

$$A_c=t_{cp}\times b'_{cp}=10\times 80=800\,mm^2$$

$$D_{rcq}=\frac{A_cF_{ycp}}{2\times\phi\times 0.6F_{ue}\times b'_{cp}\times\frac{\sqrt{2}}{2}\times 1.5}$$

$$=\frac{800\times 355}{2\times 0.75\times 0.6\times 490\times 80\times\frac{\sqrt{2}}{2}\times 1.5}=7.6\,mm$$

تذکر:

به منظور آشنایی با ضریب ۱/۵ موجود در محاسبه‌ی بعد جوش، به گام ۱۳ از قسمت ورق انتهایی و پیچ مراجعه شود.

با توجه به جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه برابر است با:

$$\min(t_{cf}\,,\,t_{cp})=\min(20\,mm\,,\,10\,mm)=10\,mm\Rightarrow D_{min}=5\,mm$$

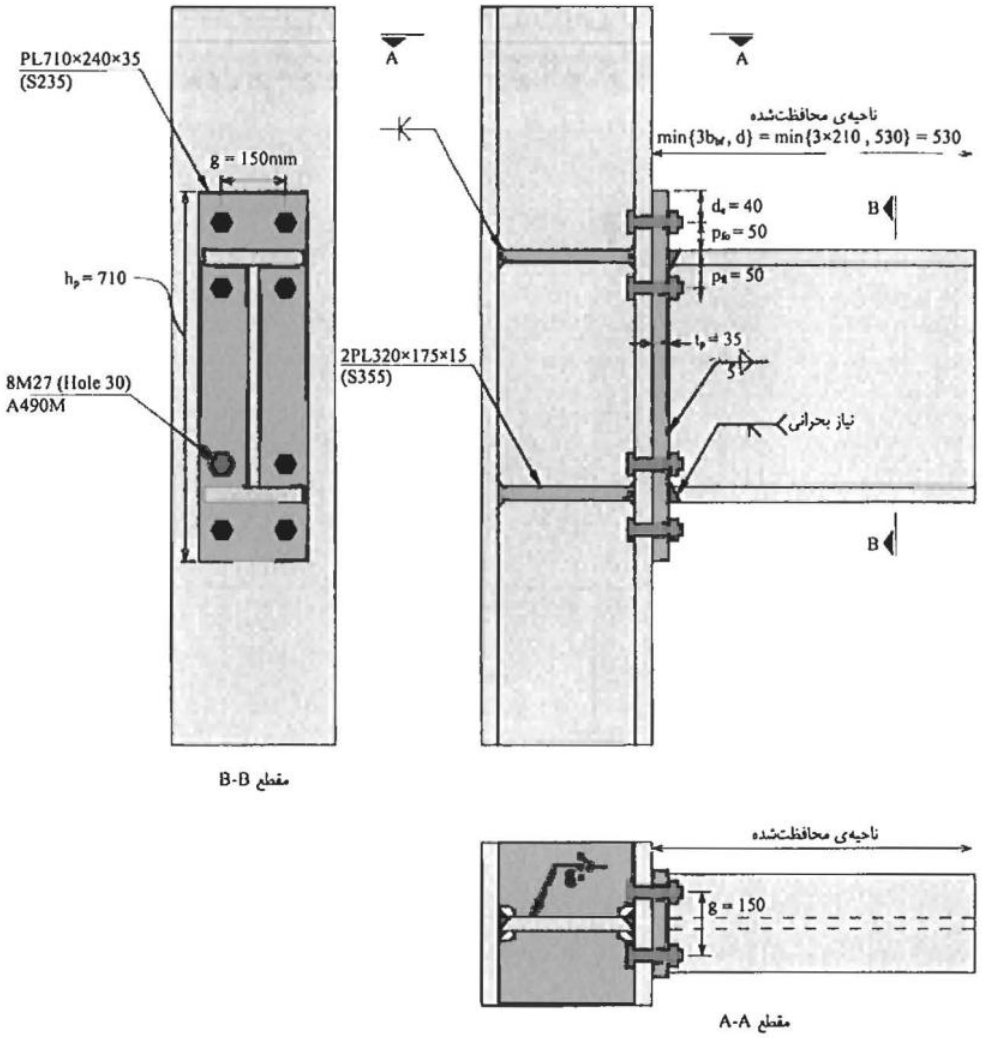
در این حالت جوش اتصال ورق پیوستگی به بال ستون، یک جفت جوش گوشه به بعد هرکدام ۸ میلی‌متر انتخاب می‌گردد.

لازم به ذکر است توضیح فوق تنها به منظور آشنایی خواننده با مفهوم استثنای بند ۳-۶ ارائه شده و در نقشه‌های اجرایی از آن استفاده نشده است.

کنترل نیاز به مهار جانبی تیر و طراحی آن، مشابه مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته می‌باشد با این تفاوت که حداکثر فاصله‌ی مهارهای لازم باید با توجه به الزامات قاب خمشی متوسط محاسبه گردد.

جزئیات و نقشه‌ی اتصال

با توجه به گام‌های طراحی بیان‌شده، جزئیات اتصال خمشی تیر با ورق انتهایی چهارپیچی سخت‌نشده موردنظر، مطابق شکل م-۶.۲ می‌باشد.

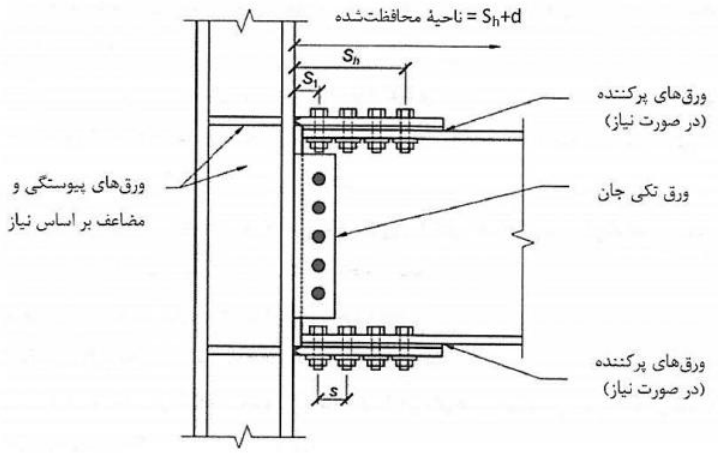


اتصال بال‌ها به جان تیر در محدوده‌ی ۵۳۰ میلی‌متر از وجه ستون (کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر عرض بال) باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل یا یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر (بزرگترین دو مقدار ۷۵ درصد ضخامت جان تیر و ۶ میلی‌متر) اجرا گردد.
اتصال بال‌ها به جان ستون در محدوده‌ی ۳۰۰ میلی‌متر بالاتر و پایین‌تر از محل اتصال بال‌های تیر باید با جوش شیاری با نفوذ کامل به همراه یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر اجرا گردد.
لازم است به‌وسیله‌ی مصالح تراکم‌پذیر (مانند یونولیت) بین دال کف و اتصال حداقل ۲۵ میلی‌متر فاصله ایجاد شود.
اتصال برشگیر در فاصله‌ی ۸۰۰ میلی‌متر (۱/۵ برابر عمق تیر) از وجه ستون روی بال بالایی تیر ممنوع است.
ترتیب و توالی اجرای جوش باید مطابق شکل ر-۶-۱۸ باشد.
تمامی جوش‌های اتصال بال تیر به ورق انتهایی نیاز بحرانی است.

شکل م-۲-۶ جزئیات نهایی اتصال خمشی ورق انتهایی سخت‌نشده‌ی چهارپیچی (4E)

۷-۱۳ اتصال صلب پیچی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

اتصال با ورق بال پیچی در ضمیمه سال ۲۰۰۹ آیین نامه AISC به‌عنوان نوعی اتصال دارای صلاحیت (Prequalified Connection) معرفی گردیده است. در این نوع اتصال مطابق شکل ۲۵ـ۱۳ ورق اتصال بال ها به ستون با جوش نفوذی کامل متصل شده و با پیچ به بال‌های تیر متصل می‌گردد. برای اتصال جان از یک ورق جان پیچ شده به جان تیر و جوش شده به ستون استفاده می‌گردد. سوراخهای بال، گِرد استاندارد و سوراخهای جان لوبیایی کوتاه خواهد بود.



شکل ۲۵ـ۱۳ اتصال صلب پیچی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

دوران پلاستیک در محدوده انتهای داخلی ورق اتصال صورت‌گرفته و موقعیت لولای پلاستیک در محل قرارگیری دورترین ردیف پیچ از وجه ستون فرض می‌گردد. به دلیل مقاومت بالاتر پیچ های نوع A490 که سبب کاهش طول ورق اتصال و کاهش لنگر انتقالی به وجه ستون می‌شود، استفاده از این نوع پیچ در آیین نامه توصیه گردیده است.

مبانی رفتار لرزه‌ای این‌گونه اتصال به‌قرار زیر است:

الف) جاری شدن تیر در محل دورترین ردیف پیچ از وجه ستون.

ب) لغزش پیچ‌های اتصال بال که تقریباً هم‌زمان با جاری شدن تیر رخ می‌دهد.

پ) جاری شدن ثانویه در ناحیه چشمه اتصال ستون که زیر اثر لنگر مورد انتظار و اثرات سخت‌شوندگی در لولای پلاستیک رخ می‌دهد.

ت) جاری شدن محدود ورق اتصال که هنگام بیشترین تغییرشکل‌های ممکن اتفاق می‌افتد.

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰ـ۳ـ۱۳ـ۱، اتصالات صلب پیچی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰ـ۳ـ۳ـ۱۳) باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر تعبیه سوراخ دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به‌علاوه عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰ـ۳ـ۶، در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه محافظت شده تیر تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای درصورتی‌که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی ویژه با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون جلوگیری به عمل آید.

(۶) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً ۶ میلی‌متر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است.

(۷) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع پیچی با قطر پیچ حداکثر برابر ۲۷ میلی‌متر باشد. در صورت استفاده از تسمه پشت‌بند در پشت جوش نفوذی تسمه‌های پشت‌بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.

(۸) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه در هر دو طرف نباید از $0/8t_w$ (t_w ضخامت ورق تکی جان است) و ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از نوع پیچی و دارای سوراخ لوبیایی کوتاه افقی باشد.

(۱۰) جرم واحد تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۱۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

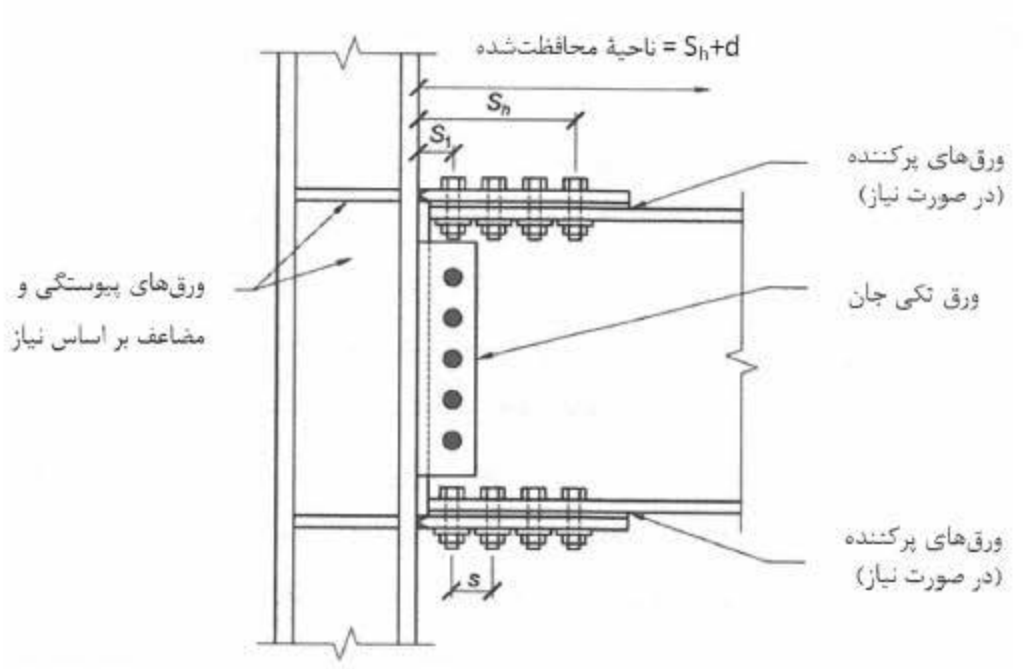
(۱۲) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۳) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۴) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۵) ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید بر اساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰ـ۳ـ۸ـ۳ـ پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۱۰ـ۲، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهیدگی، کنترل گسیختگی کششی و برش قالبی می‌توان برابر ۰/۹ و برای کنترل کشش در ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۶) ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰ـ۳ـ۸ـ۳ـ پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت (ϕ) ورق تکی جان و پیچ‌های نظیر آن باید بر اساس الزامات فصل ۱۰ـ۲ تعیین شود.

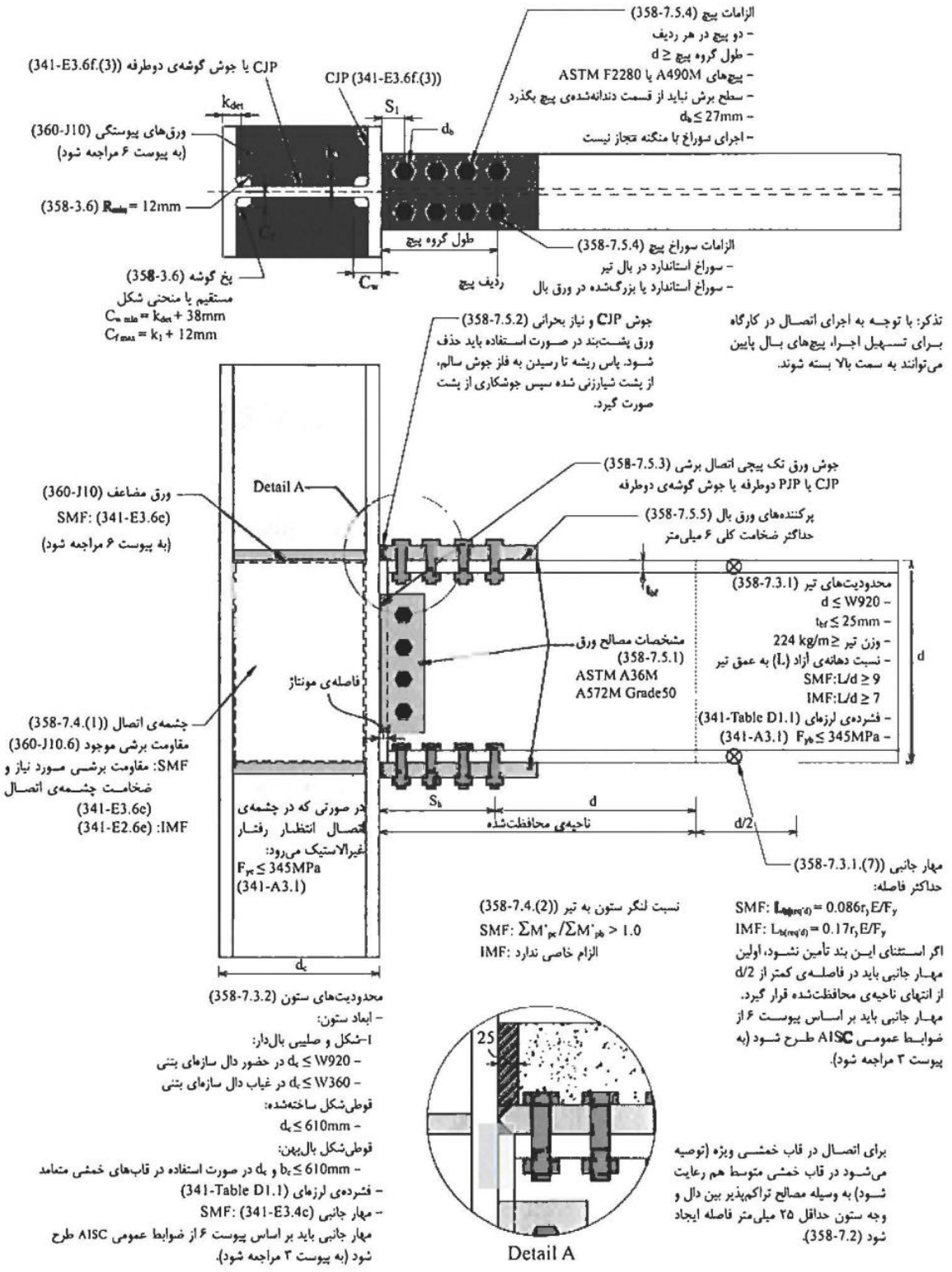


شکل ۲۶ـ۱۳ فلوچارت طراحی اتصال صلب پیچی به‌کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

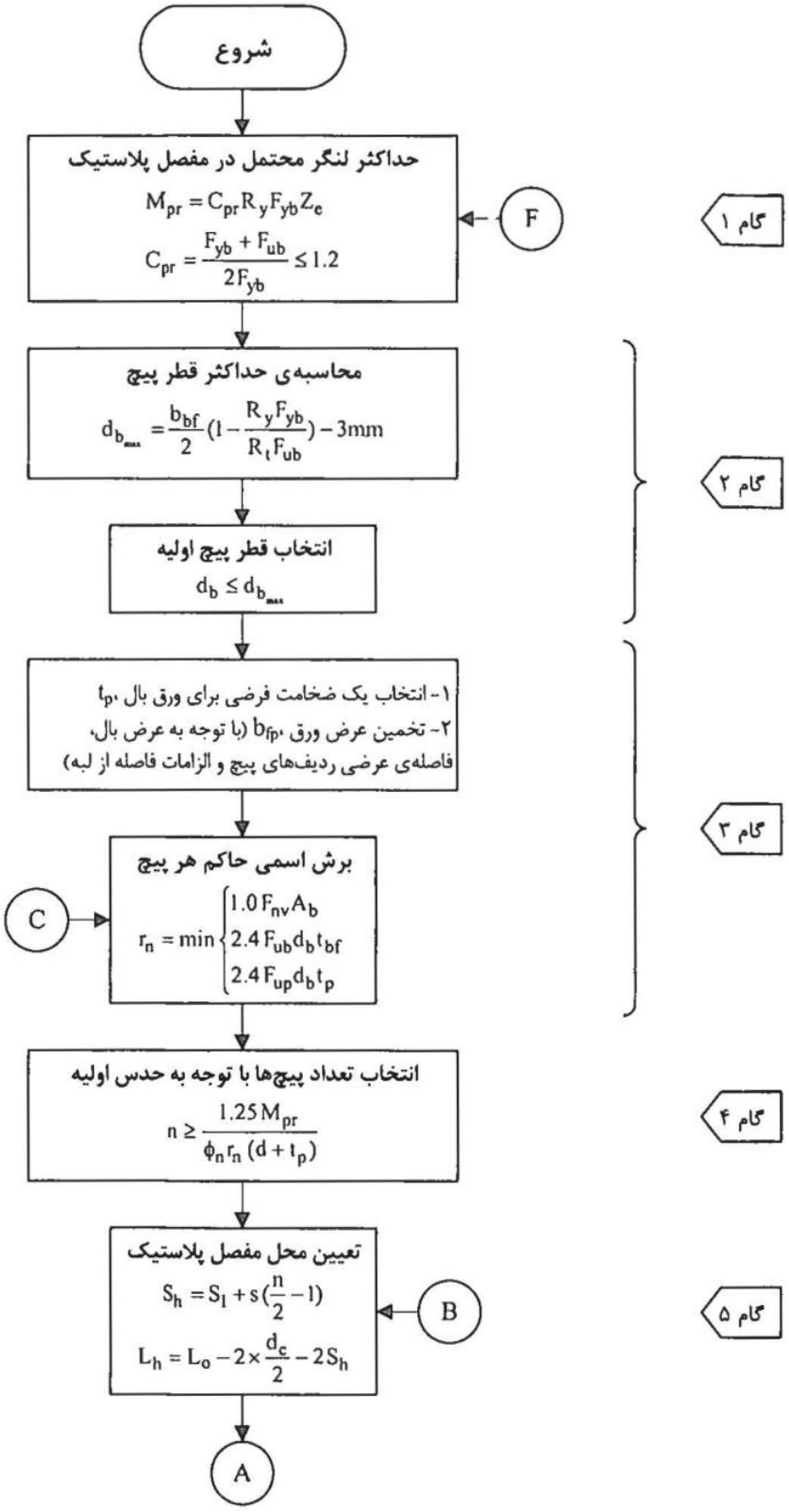
۱۳-۷-۱ خلاصه تصویری و فلوچارت

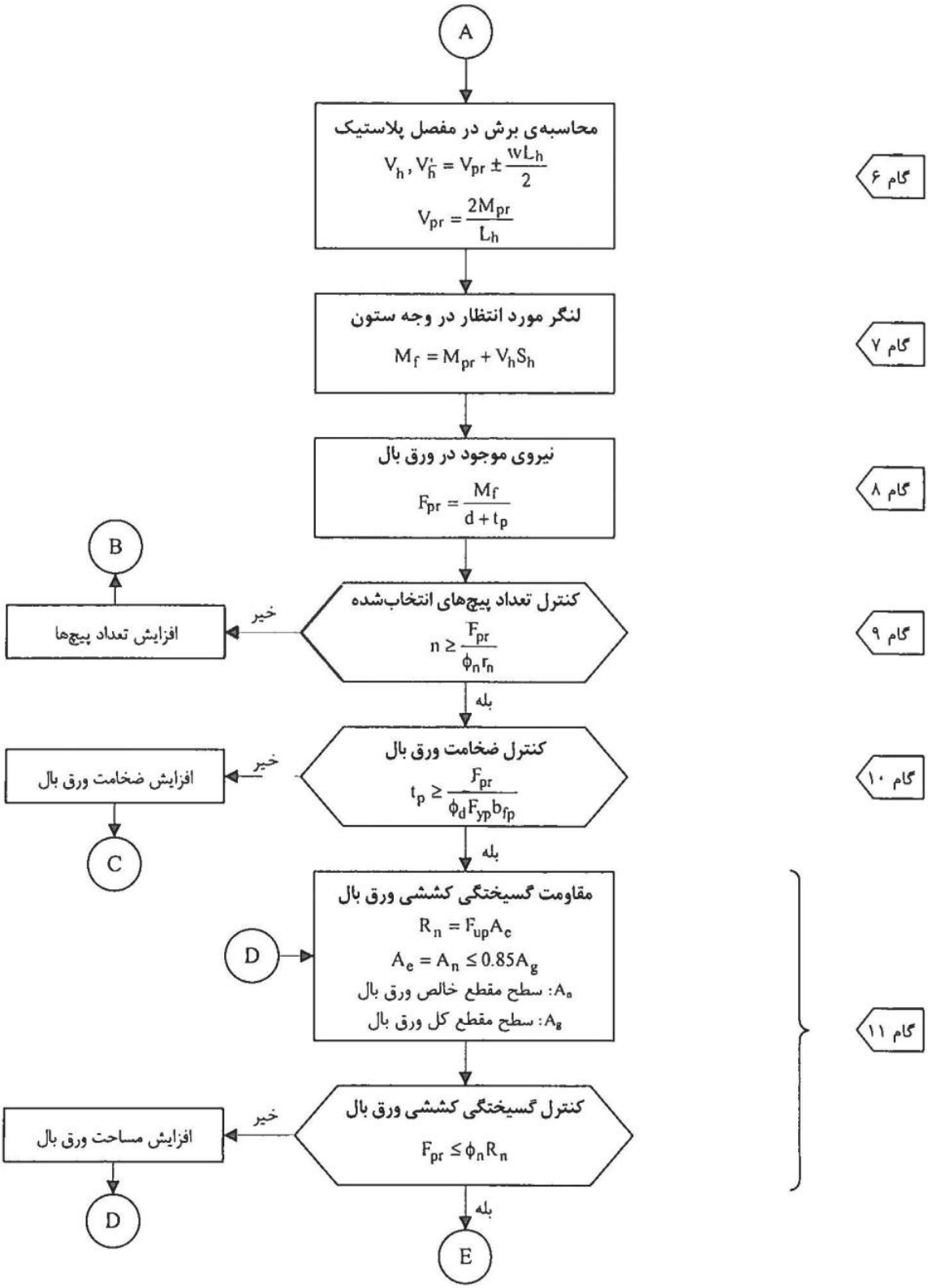
خلاصه‌ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۶ـ۱۳ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۷ـ۱۳ می‌باشد[۱۰].

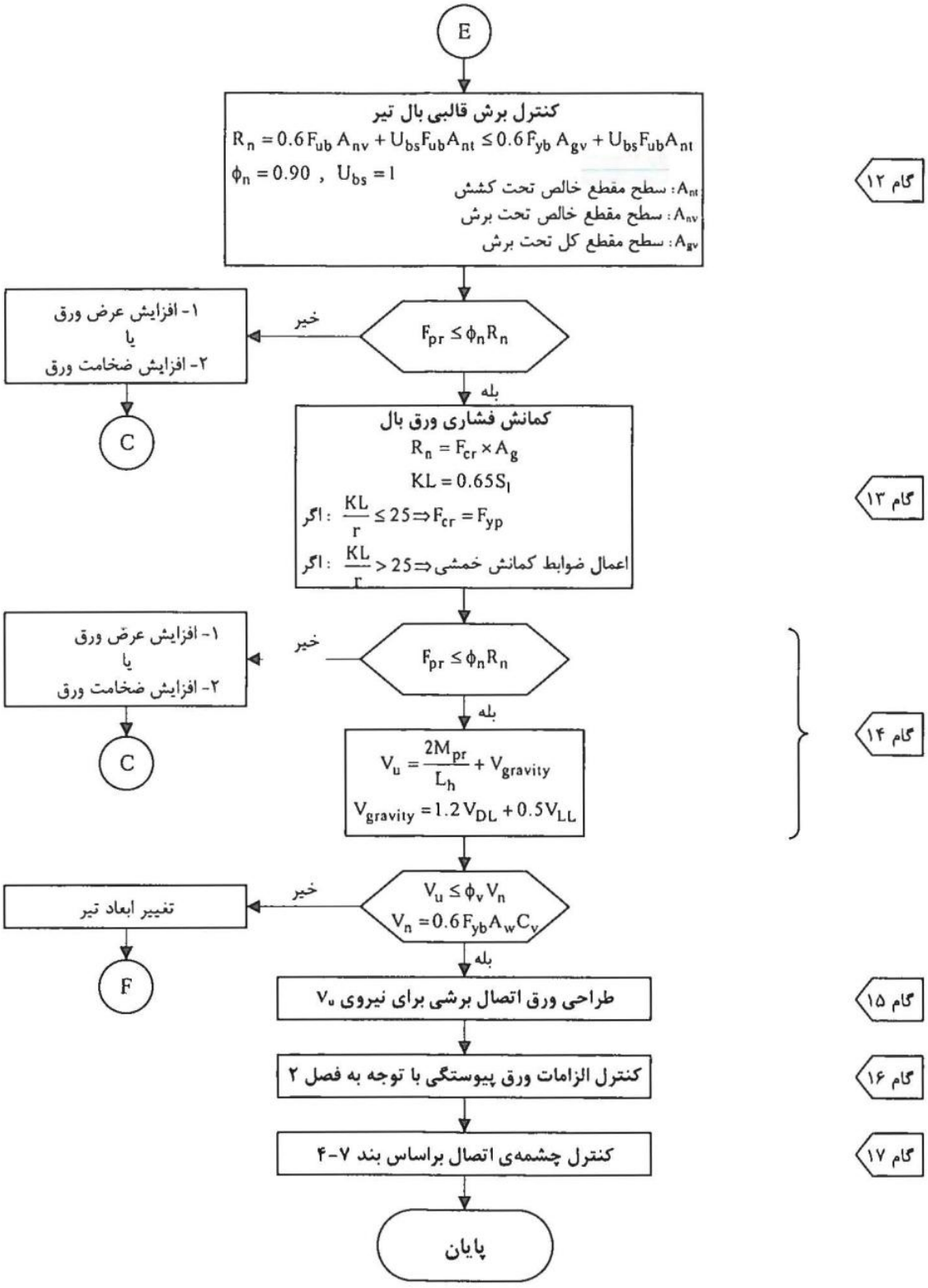
[۱۰] مرجع ۵۰



شکل ۲۷ـ۱۳ اتصال BFP


شروع
حداکثر لنگر محتمل در مفصل پلاستیک
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_e$
$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \le 1.2$
F
گام ۱
محاسبه‌ی حداکثر قطر پیچ
$d_{b_{max}} = \frac{b_{bf}}{2}(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_{ub}}) - 3mm$
گام ۲
انتخاب قطر پیچ اولیه
$d_b \le d_{b_{max}}$
۱- انتخاب یک ضخامت فرضی برای ورق بال، t_p
۲- تخمین عرض ورق، b_{fp} (با توجه به عرض بال، فاصله‌ی عرضی ردیف‌های پیچ و الزامات فاصله از لبه)
گام ۳
برش اسمی حاکم هر پیچ
$r_n = \min \begin{cases} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_{bf} \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{cases}$
C
انتخاب تعداد پیچ‌ها با توجه به حدس اولیه
$n \ge \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)}$
گام ۴
تعیین محل مفصل پلاستیک
$S_h = S_1 + s(\frac{n}{2} - 1)$
$L_h = L_o - 2 \times \frac{d_c}{2} - 2S_h$
B
گام ۵
A


A
محاسبه‌ی برش در مفصل پلاستیک
$V_h, V_h' = V_{pr} \pm \frac{wL_h}{2}$
$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$
گام ۶
لنگر مورد انتظار در وجه ستون
$M_f = M_{pr} + V_h S_h$
گام ۷
نیروی موجود در ورق بال
$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p}$
گام ۸
B
کنترل تعداد پیچ‌های انتخاب‌شده
$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n}$
گام ۹
خیر
افزایش تعداد پیچ‌ها
بله
کنترل ضخامت ورق بال
$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yp} b_{fp}}$
گام ۱۰
خیر
افزایش ضخامت ورق بال
C
بله
مقاومت گسیختگی کششی ورق بال
$R_n = F_{up} A_e$
$A_e = A_n \leq 0.85 A_g$
A_n: سطح مقطع خالص ورق بال
A_g: سطح مقطع کل ورق بال
D
گام ۱۱
کنترل گسیختگی کششی ورق بال
$F_{pr} \leq \phi_n R_n$
خیر
افزایش مساحت ورق بال
D
بله
E

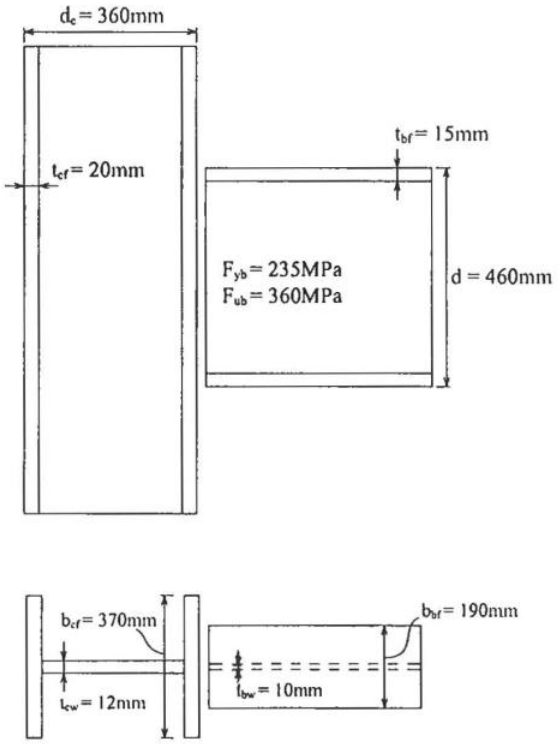


شکل ۲۸-۱۳ فلوچارت طراحی اتصال BFP

۱۳-۷-۲ مثال‌های عددی

مثال ۱۳-۶ [۱۱]

مطلوب است طراحی اتصال تیر به ستون شکل م-۳-۲، به صورت گیردار به کمک اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده و با استفاده از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، برای استفاده در یک قاب خمشی ویژه. بارگذاری ناشی از ترکیب بار $w_u = 1.2\,w_{DL} + 0.5\,w_{LL}$ روی تیر برابر ۲۰ کیلونیوتن بر متر و طول تیر از مرکز تا مرکز ستون، L_o، برابر ۶ متر می‌باشد.



[۱۱] مرجع ۵۰

حل:

کنترل فشردگی تیر و ستون

در فرآیند طراحی سازه، تیر و ستون به صورت مقاطع با شکل‌پذیری زیاد انتخاب شده‌اند.

محاسبات اولیه

مشخصات تیر:

اساس مقطع پلاستیک، Z_{xb}، به شرح زیر است.

$$Z_{xb} = 1730500\,mm^3$$

انتخاب مشخصات اولیه‌ی اتصال

مشخصات مصالح:

مدول الاستیسیته ..... $E = 2\times10^5\ MPa$

تنش تسلیم ورق‌های اتصال ..... $F_{yp} = 355\,MPa(S355)$

تنش کششی نهایی ورق‌های اتصال ..... $F_{up} = 510\,MPa(S355)$

مقاومت نهایی کششی فلز الکترود ..... $F_{ue} = 490\,MPa\,(E70)$

مقاومت برشی پیچ ورق بال (عدم عبور سطح برش از ناحیه‌ی دندانه‌شده) ..... $F_{nv} = 579\,MPa\,(A490M)$

مقاومت برشی پیچ ورق جان (عدم عبور سطح برش از ناحیه‌ی دندانه‌شده) ..... $F'_{nv} = 469\,MPa\,(A325M)$

تذکر:

الکترود انتخاب‌شده مطابق با جدول ۳-۱ از AWS D1.1 (یا جدول ۱۰-۲-۹-۴ از مبحث دهم ویرایش ۹۲) با فولاد مصرفی سازگار است.

گام ۱- محاسبه‌ی حداکثر لنگر محتمل در مفصل پلاستیک (M_{pr})

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{235+360}{2\times235} = 1.27 > 1.2 \Rightarrow C_{pr} = 1.2$$

ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-2)

$$M_{pr} = C_{pr}\,R_y\,F_{yb}\,Z_e, \quad Z_e = Z_{xb}$$

$$= 1.2\times1.15\times235\times1730500 = 561201150\,N.mm$$

$$= 561.2\,kN.m$$

ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-1)

گام ۲- محاسبه‌ی حداکثر قطر پیچ و انتخاب قطر پیچ اولیه

$$d_{b_{max}} = \frac{b_{bf}}{2}\left(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_{ub}}\right) - 3mm$$

$$= \frac{190}{2}\left(1 - \frac{1.15\times235}{1\times360}\right) - 3 = 23.7\,mm$$

ANSI/AISC 358- Equation (7.6-2M)

در رابطه‌ی فوق، R_t نسبت مقاومت کششی مورد انتظار به حداقل مقاومت کششی مشخصه‌ی مصالح بال است که در جدول A3-1 از ضوابط لرزه‌ای AISC برای انواع فولادهای مصرفی آمریکا ارائه شده و با توجه به نوع فولاد مقادیر ۱/۱ یا ۱/۲ را به خود اختصاص داده است. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۹۲) فقط پارامتر R_y را در نظر گرفته و پارامتری متناظر R_t تعریف نکرده است. با توجه به آنکه معیار محاسبه‌ی حداکثر قطر پیچ، بیشتر بودن مقاومت گسیختگی ورق بال از مقاومت تسلیم آن می‌باشد (به بند ۶-۷ از بخش سوم مراجعه شود)، هرچقدر پارامتر R_t کوچکتر انتخاب شود قطر پیچ حداکثر به دست آمده از رابطه، کوچکتر بوده و اطمینان حاصل می‌شود که تسلیم پیش از گسیختگی روی می‌دهد. به همین دلیل در محاسبه‌ی فوق مقدار ۱ برای R_t لحاظ شده است.

مقدار محاسباتی $d_{b\,max}$ حداکثر قطر پیچ را به دست می‌دهد. قطر پیچ انتخابی می‌تواند از این مقدار کمتر باشد:

USE $M22(d_b = 22\,mm)$

گام ۳- برش اسمی حاکم هر پیچ

اگر فرض کنیم ضخامت ورق بال ۲۵ میلی‌متر باشد و عرض ورق، برابر عرض بال تیر در نظر گرفته شود:

$b_{fp} = 190\,mm, t_p = 25mm$

پیشنهاد:

در صورت مشابهت مصالح مصرفی با مصالح مورد استفاده در این مثال، پیشنهاد می‌شود برای فرض اولیه، ضخامت ورق بال در حدود چهل درصد بیشتر از ضخامت بال تیر انتخاب شود.

مصالح ورق از فولاد S355 و پیچ از نوع استاندارد A490 انتخاب می‌شود.

$F_{nv} = 579\,MPa$ ANSI/AISC 360- Table J3.2

$A_b = 0.25\pi d_b^2 = 0.25\times\pi\times 22^2 = 380.13mm^2$

$$r_n = \min\begin{cases} F_{nv}\times A_b = 579\times 380.13 = 220.1kN \\ 2.4\,F_{ub}d_b t_{bf} = 2.4\times 360\times 22\times 15 = 285.1kN \\ 2.4\,F_{up}d_b t_p = 2.4\times 510\times 22\times 25 = 673.2kN \end{cases}$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-3)

$= 220.1\,kN$

گام ۴- انتخاب تعداد آزمایشی برای پیچ‌ها

$$n \geq \frac{1.25\,M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} = \frac{1.25\times 561.2\times 10^6}{0.9\times 220.1\times 10^3 (460+25)}$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-4)

$= 7.3 \quad \Rightarrow n = 8$

گام ۵- تعیین محل مفصل پلاستیک (S_h)

فرض: $S_1 = 70mm$

پارامتر S_1 معرف فاصله از مرکز اولین ردیف پیچ تا وجه ستون است، با توجه به وجود فاصله بین وجه ستون و انتهای تیر (فاصله‌ی مونتاژ)، لازم است فاصله‌ی بین اولین ردیف پیچ از انتهای تیر نیز به عنوان فاصله از لبه کنترل شود (به شکل م-۳-۳ مراجعه شود). با منظور کردن ۲۰ میلی‌متر فاصله‌ی مونتاژ، فاصله از لبه‌ی اولین ردیف پیچ در بال تیر برابر

۵۰ میلی‌متر خواهد بود. بر اساس جدول J3.4M از ضوابط عمومی AISC برای پیچ با قطر ۲۲ میلی‌متر حداقل فاصله‌ی مجاز از لبه برابر ۲۸ میلی‌متر اعلام شده است، در نتیجه مقدار انتخابی کافی می‌باشد.

بر اساس بند J3.3 از ضوابط عمومی AISC حداقل فاصله‌ی بین ردیف‌های پیچ ۳ برابر قطر پیچ پیشنهاد شده است (این فاصله نباید از $۲\frac{۲}{۳}$ قطر پیچ کمتر باشد)، بنابراین:

$$s_{min} = 3d_b = 3\times 22 = 66mm \Rightarrow s = 70mm$$

$$S_h = S_1 + s(\frac{n}{2} - 1)$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-5)

$$= 70 + 70(\frac{8}{2} - 1) = 280\,mm$$

گام ۶- برش در مفصل پلاستیک (V_h)

تعیین فاصله‌ی بین مفصل‌های پلاستیک:

$$L_h = L_o - 2\times\frac{d_c}{2} - 2S_h$$

$$= 6000 - 2\times\frac{360}{2} - 2\times 280 = 5080\,mm$$

در محاسبه‌ی L_h فرض شده است که ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

برش متناظر لنگر پلاستیک در محل مفصل پلاستیک:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2\times 561.2\times 10^3}{5080} = 220.95\,kN$$

برش در محل مفصل پلاستیک:

$$V_h = V_{pr} + \frac{w_u L_h}{2} = 220.95 + \frac{20000\times 5.08}{2}\times 10^{-3} = 271.75kN$$

$$V_h' = V_{pr} - \frac{w_u L_h}{2} = 220.95 - \frac{20000\times 5.08}{2}\times 10^{-3} = 170.15kN$$

با توجه به بزرگتر بودن مقدار V_h، این پارامتر حاکم خواهد بود.

گام ۷- لنگر مورد انتظار در وجه ستون (M_f)

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-6)

$$= 561.2 + 271.75\times 0.28 = 637.29\,kN.m$$

گام ۸- نیروی موجود دورق بال (F_{pr})

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p} = \frac{637.29\times 10^6}{460 + 25}\times 10^{-3} = 1314\,kN$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-7)

گام ۹- کنترل تعداد پیچ‌های آزمایشی

$$n = 8 \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} = \frac{1314}{0.9 \times 220.1} = 6.63$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-8)

در نتیجه تعداد پیچ‌های انتخابی کافی می‌باشد.

گام ۱۰- کنترل ضخامت ورق بال

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yp} b_{fp}}$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-9)

$$25\text{mm} \geq \frac{1314 \times 10^3}{1 \times 355 \times 190} = 19.5\text{mm}$$

در نتیجه ضخامت ورق بال کافی می‌باشد.

گام ۱۱- کنترل گسیختگی کششی ورق بال

قطر سوراخ با توجه به قطر پیچ و بر اساس جدول J3.3M از ضوابط عمومی AISC برابر است با:

$$d_{hole} = d_b + 2\text{mm} = 24\text{mm}$$

مساحت خالص تحت کشش به شرح زیر است:

$$A_e = A_n = \left[b_{fp} - 2 \times (d_{hole} + 2\text{mm})\right] \times t_p$$ ANSI/AISC 360- Section D3 & J4.1.(b)

$$= [190 - 2 \times (24 + 2)] \times 25$$

$$= 3450\,\text{mm}^2$$

۲ میلی‌متر اضافه‌شده به قطر سوراخ در محاسبات فوق، اثر لقی موضوع بند B4.3b از ضوابط عمومی AISC می‌باشد که بیان می‌دارد «در محاسبه‌ی مساحت خالص کشش و برش، عرض سوراخ پیچ باید ۲ میلی‌متر بزرگتر از بعد اسمی سوراخ در نظر گرفته شود».

$$A_e = 3450\,\text{mm}^2 \leq 0.85 \times b_{fp} \times t_p$$ ANSI/AISC 360- Section J4.1.(b)

$$= 0.85 \times 190 \times 25 = 4037.5\,\text{mm}^2$$ مناسب است.

$$R_n = F_{up} \times A_e$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-2)

$$= 510 \times 3450 = 1759500\,\text{N} = 1759.5\,\text{kN}$$

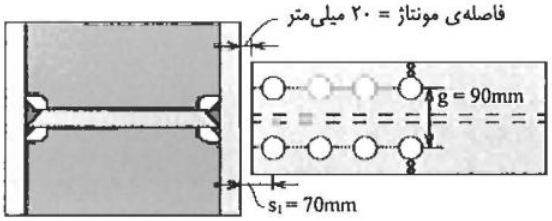
$$\phi_n = 0.90$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-10)

$$1314\text{kN} \leq 0.9 \times 1759.5 = 1583.6\text{kN}$$ مناسب است.

گام ۱۲- کنترل برش قالبی بال تیر

طول تحت کشش و برش ناحیه‌ی اتصال در بال تیر، در شکل م-۳-۳ نشان داده شده است.



طول تحت برش

طول تحت کشش

شکل م-۳-۳ طول برش و کشش در برش قالبی بال تیر

مساحت خالص کششی به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$A_{nt} = 2\times t_{bf}\times\left[(\frac{b_{bf}-g}{2})-\frac{1}{2}\times(d_{hole}+2mm)\right]$$
$$= 2\times 15\times\left[(\frac{190-90}{2})-\frac{1}{2}\times(24+2)\right]$$
$$= 1110\,mm^2$$

کل طول برشی برابر است با:

$$L_{gv} = (\frac{n}{2}-1)\times s + (S_1 - \text{فاصله‌ی مونتاژ})$$
$$= (\frac{8}{2}-1)\times 70 + (70-20)$$
$$= 260\,mm$$

مساحت برشی کل با توجه طول تحت برش محاسبه‌شده، به شرح زیر است:

$$A_{gv} = 2\times t_{bf}\times L_{gv}$$
$$= 2\times 15\times 260$$
$$= 7800\,mm^2$$

مساحت برشی خالص برابر است با:

$$A_{nv} = 2\times t_{bf}\times\left[L_{gv}-\frac{1}{2}(n-1)\times(d_{hole}+2mm)\right]$$
$$= 2\times 15\times\left[260-\frac{1}{2}(8-1)\times(24+2)\right] = 5070\,mm^2$$

$$U_{bs} = 1$$
$$R_n = 0.6F_{ub}\times A_{nv} + U_{bs}\times F_{ub}\times A_{nt} \le 0.6F_{yb}\times A_{gv} + U_{bs}\times F_{ub}\times A_{nt}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-5)

$$0.6F_{ub}\times A_{nv} + U_{bs}\times F_{ub}\times A_{nt} = (0.6\times 360\times 5070 + 1\times 360\times 1110)\times 10^{-3} = 1495kN$$
$$0.6F_{yb}\times A_{gv} + U_{bs}\times F_{ub}\times A_{nt} = (0.6\times 235\times 7800 + 1\times 360\times 1110)\times 10^{-3} = 1499.4kN$$
$$R_n = \min(1495, 1499.4) = 1495kN$$
$$\phi_n = 0.90$$

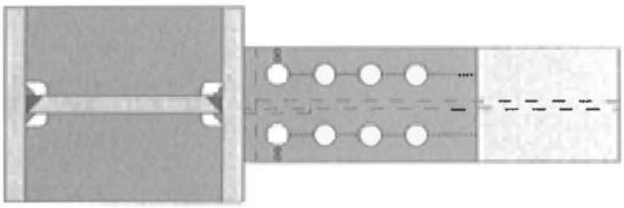
$F_{pr} \le \phi_n R_n$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-11)

$1314kN \le 0.9 \times 1495 = 1345.5kN$ مناسب است.

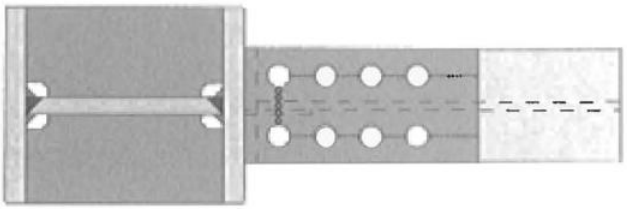
تذکر:

گام ۱۲ در بند ۶-۷ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC کنترل برش قالبی را فقط برای بال تیر لازم می‌داند. امـا در تفسـیر همین بند آمده اسـت که «گام ۱۲ بـرش قالبی گروه پیچ‌هـا در ورق بال را کنتـرل می‌کند». نمونه‌ی حل‌شـده در مثال II.B-1 از Design Examples (از نشـریات AISC) کنترل برش قالبی را علاوه بر بال تیر، برای ورق بال نیز انجام می‌دهد. باید در نظر داشت این مثال بر اساس ضوابط عمومی AISC و برای نیروهای موجود (نه لحاظ ظرفیت و اثرات سخت‌شوندگی) طراحی شده است. بیان این نکته ضروری است که با توجه به متصل نبودن مستقیم تیر به ستون و انتقال لنگر مورد انتظار در وجه ستون از طریق ورق بال، مساحت (ضخامت و عرض، اما در بیشتر حالت‌های عملی ضخامت) ورق بال از بال تیر بیشتر خواهد بود و قابل اثبات است که برش قالبی بال تیر بر طرح حاکم خواهد شـد. بنابراین، در مثال حاضر برش قالبی در ورق بال حاکم نبوده و از کنترل آن صرف‌نظر شـده است. در انتها انجام این کنترل به قضاوت مهندسی طراح واگذار می‌شود.

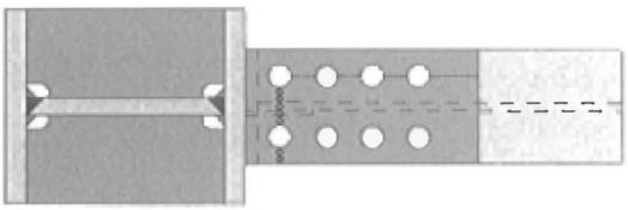
لازم به ذکر است حالت‌های محتمل برای وقوع برش قالبی در ورق بال، مطابق شکل م-۳-۴ است:



(الف) حالت ۱



(ب) حالت ۲



(ج) حالت ۳

..... طول تحت برش

xxx طول تحت کشش

شکل م-۳-۴ طول برش و کشش در برش قالبی ورق بال

گام ۱۳- کمانش فشاری ورق بال

مساحت کل ورق بال به شرح زیر است:

$$A_g = b_{fp} \times t_p$$
$$= 190 \times 25 = 4750\,mm^2$$

بر اساس توضیح موجود در گام ۱۳ از بند ۶-۷ در متن ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC:

$$KL = 0.65S_l = 0.65 \times 70$$
$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7.22\,mm$$
$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{0.65 \times 70}{7.22} = 6.3$$

$$\lambda \le 25 \Rightarrow F_{cr} = F_{yp} \Rightarrow P_n = F_{yp} \times A_g$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-6)
$$= 355 \times 4750 = 1686250N = 1686.5kN$$

$$F_{pr} \le \phi_n R_n$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-12)
$$1314kN \le 0.9 \times 1686.3 = 1517.7kN$$ مناسب است.

گام ۱۴- کنترل تیر در برش

تعیین طول دهانه‌ی آزاد تیر:

$$L' = L_o - 2 \times \frac{d_c}{2} = 6000 - 2 \times \frac{360}{2} = 5640\,mm$$

در محاسبه‌ی L' فرض شده است که ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

برش متناظر بار ثقلی در وجه ستون:

$$V_{gravity} = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{20000 \times 5.64}{2} \times 10^{-3} = 56.4\,kN$$

برش در وجه ستون:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$ ANSI/AISC 358- Equation (7.6-13)
$$= \frac{2 \times 561.2}{5.08} + 56.4 = 277.34\,kN$$

تذکر:

به تفاوت برش موجود در وجه ستون، که در این گام محاسبه شد، و برش موجود در محل مفصل پلاستیک، که در گام ۶ محاسبه شده است، توجه شود. در هر دو مورد، نیروی برشی از حاصل‌جمع نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی و نیروی برشی ناشی از لنگر مفصل پلاستیک به دست می‌آید. با این تفاوت که طول مورد استفاده

در محاسبه‌ی نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی در محل مفصل پلاستیک، فاصله‌ی دو مفصل، L_h، و در محاسبه‌ی نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی در وجه ستون، طول دهانه‌ی آزاد تیر، L_b، منظور شده است.

کنترل تسلیم برشی در تیر:

$$\frac{h}{t_{bw}} = \frac{d-2\times t_{bf}}{t_{bw}} = \frac{460-2\times 15}{10} = \frac{430}{10} = 43$$

$$\frac{h}{t_{bw}} \le 260 \Rightarrow k_v = 5$$ ANSI/AISC 360- Section G2.1

با توجه به آنکه تیر، ساخته‌شده و I-شکل است و شرایط زیر حاکم می‌باشد:

$$\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$ ANSI/AISC 360- Equation (G2-3)

$$43 \le 1.1\sqrt{\frac{5\times 2\times 10^5}{235}} = 71.76$$

خواهیم داشت:

$$\Rightarrow \phi_v = 0.90\ ,\ C_v = 1$$

$$A_w = d\times t_{bw} = 460\times 10 = 4600\,mm^2$$

$$V_n = 0.6F_y \times A_w \times C_v$$ ANSI/AISC 360- Equation (G2-1)

$$= 0.6\times 235\times 4600\times 1\times 10^{-3} = 648.6\,kN$$

$V_u = 277.34\,kN \le \phi_v V_n = 0.9\times 648.6 = 583.74\,kN$ مناسب است.

گام ۱۵- طراحی اتصال ورق تک برشی

تعیین تعداد پیچ‌های جان:

لازم است که در ابتدا تعداد پیچ‌های مورد نیاز تعیین شود و جان تیر برای شرایط حاکم، کنترل گردد، سپس ورق تک برشی طراحی شود.

مصالح ورق از فولاد S355 و از نوع استاندارد A325M باشد.

$$F'_{nv} = 469MPa$$

تذکر:

در جدول J3.2 از ضوابط عمومی AISC مقاومت برشی پیچ A325M برابر $F_{nv} = 68ksi(457\,MPa)$ ارائه شده است که در واقع تبدیل صحیح مقدار آن $F_{nv} = 469\,MPa$ می‌باشد.

در صورت استفاده از پیچ‌هایی با قطر ۱۶ میلی‌متر خواهیم داشت:

$$A'_b = 0.25\pi d'^2_b = 0.25\times\pi\times16^2 = 201.06mm^2$$
$$R_n = F'_{nv}A'_b = 469\times201.06\times10^{-3} = 94.3kN$$ ANSI/AISC 360- Equation (J3-1)
$$n_{req'd} = \frac{V_u}{\phi F'_{nv}A'_b} = \frac{277.34}{0.75\times94.3} = 3.92$$
$$\Rightarrow n' = 4$$

کنترل لهیدگی پیچ‌ها در جان تیر:

در یک ورق برشی پیچی، طول مقاوم لهیدگی هر پیچ میانی برابر فاصله‌ی خالص بین دو سوراخ و طول مقاوم لهیدگی آخرین پیچ، فاصله از لبه‌ی سوراخ تا انتهای ورق می‌باشد. در جان تیر نیز به طور مشابه طول مقاوم لهیدگی هر پیچ میانی برابر فاصله‌ی خالص بین دو پیچ است. این در حالی است که در آخرین پیچ، طول مقاوم در برابر لهیدگی، فاصله لبه‌ی سوراخ تا انتهای جان تیر بوده که ممکن است بیشتر از این مقدار باشد. برای اطمینان در محاسبات، طول مقاوم لهیدگی آخرین پیچ نیز برابر طول مقاوم لهیدگی سایر پیچ‌ها و به اندازه‌ی فاصله‌ی خالص دو پیچ لحاظ می‌گردد. در صورتی‌که فاصله‌ی مرکز به مرکز پیچ‌ها ۶۰ میلی‌متر انتخاب شود:

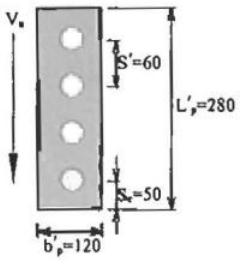
$$d'_{hole} = d'_b + 2mm = 18mm$$
$$L_c = S' - 2\times\frac{1}{2}d'_{hole}$$
$$= 60 - 2\times\frac{1}{2}\times18 = 42mm$$

$$r_n = 1.2L_c t_{bw}F_{ub} < 2.4d'_b t_{bw}F_{ub}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)
$$1.2L_c t_{bw}F_{ub} = 1.2\times42\times10\times360\times10^{-3} = 181.44kN$$
$$2.4d'_b t_{bw}F_{ub} = 2.4\times16\times10\times360\times10^{-3} = 138.24kN$$
$$r_n = \min(181.44, 138.24) = 138.24kN$$

$$R_n = n'\times r_n = 4\times138.24 = 552.96kN$$
$$V_u = 277.34 \le \phi R_n = 0.75\times552.96 = 414.72kN$$ مناسب است.

طراحی ورق برشی جان برای نیروی V_u

نیرو و مشخصات کلی در نظرگرفته‌شده برای ورق جان به شرح شکل م-۳-۵ است (ضخامت ورق برابر ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود).



شکل م-۳-۵ نیروی ورق جان

کنترل تسلیم برشی ورق:

$$A'_g = L'_p \times t'_p = 280 \times 10 = 2800\,mm^2$$

$$R_n = 0.6F_y \times A'_g = 0.6 \times 355 \times 2800 \times 10^{-3} = 596.4kN$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-3)

$$V_u = 277.34 \le \phi R_n = 1 \times 596.4 = 596.4kN$$ مناسب است.

تذکر:

ضریب مقاومت $\phi = 1.00$، بر اساس بند J4.2.(a) از ضوابط عمومی AISC انتخاب شده است.

کنترل گسیختگی برشی ورق:

$$A'_{nv} = A'_g - n' \times (d'_{hole} + 2mm) \times t'_p$$
$$= 2800 - 4 \times (18+2) \times 10 = 2000mm^2$$

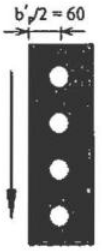
$$R_n = 0.6 \times F_{up} \times A'_{nv}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-4)
$$= 0.6 \times 510 \times 2000 \times 10^{-3} = 612kN$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 277.34 \le \phi R_n = 0.75 \times 612 = 459kN$$ مناسب است.

کنترل برش قالبی ورق:

طول تحت برش و کشش ورق جان در شکل م-۳-۶ نمایش داده شده است.



..... طول تحت برش

xxx طول تحت کشش

شکل م-۳-۶ طول برش و کشش ورق جان

مساحت خالص تحت کشش در ورق جان به شرح زیر است:

$$A_{nt} = \left[\frac{b'_p}{2} - \frac{1}{2}(d'_{hole} + 2mm)\right] \times t'_p$$
$$= \left[\frac{120}{2} - \frac{1}{2}(18+2)\right] \times 10 = 500mm^2$$

طول تحت برش در ورق جان برابر است با:

$$L_{gv} = (4-1) \times 60 + 50 = 230\,mm$$

با توجه به طول تحت برش کل، مساحت تحت برش کل به شکل زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$A_{gv} = L_{gv} \times t'_p = 230 \times 10 = 2300\,mm^2$$

مساحت خالص تحت برش برابر است با:

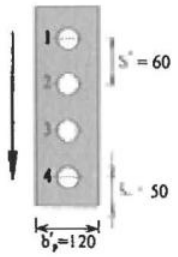
$$A_{nv} = \left[L_{gv} - (n' - \frac{1}{2})(d'_{hole} + 2mm) \right] \times t'_p$$
$$= \left[230 - (4 - \frac{1}{2}) \times (18 + 2) \right] \times 10 = 1600 mm^2$$

$$R_n = 0.6F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} \le 0.6F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J4-5)

$$0.6F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} = 0.6 \times 510 \times 1600 + 1 \times 510 \times 500 = 744.6kN$$
$$0.6F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} = 0.6 \times 355 \times 2300 + 1 \times 510 \times 500 = 744.9kN$$
$$R_n = \min(744.6, 744.9) = 744.6kN$$
$$V_u = 277.34 \le \phi R_n = 0.75 \times 744.6 = 558.45kN$$ مناسب است.

کنترل لهیدگی پیچ‌ها در ورق:

طول لهیدگی پیچ‌های ورق جان به شرح شکل م-۳-۷ می‌باشد.



شکل م-۳-۷ طول لهیدگی پیچ‌ها در ورق جان

$$L_c = S' - 2 \times \frac{1}{2} d'_{hole}$$
$$= 60 - 2 \times \frac{1}{2} \times 18 = 42mm$$

$$r_{n1} = r_{n2} = r_{n3} = 1.2 \times L_c \times t'_p \times F_{up} \le 2.4 d'_b \times t'_p \times F_{up}$$ ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)
$$1.2 \times L_c \times t'_p \times F_{up} = 1.2 \times 42 \times 10 \times 510 = 257.04kN$$
$$2.4 d'_b \times t'_p \times F_{up} = 2.4 \times 16 \times 10 \times 510 = 195.84kN$$
$$r_{n1} = r_{n2} = r_{n3} = \min(257.04, 195.84) = 195.84kN$$

$$r_{n4} = 1.2 \times (50 - \frac{18}{2}) \times 10 \times 510 = 250.92kN \ge 195.84kN$$

$$\Rightarrow R_n = 3\times 195.84 + 195.84 = 783.36kN$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 277.34\,KN \le \phi R_n = 0.75\times 783.36kN = 587.52kN$$

مناسب است.

کنترل جوش ورق جان به بال ستون:

اگر از جوش گوشه‌ی دوطرفه برای اتصال ورق تکی برشی به بال ستون استفاده شود:

$$D_{req} = \frac{Vu}{2\phi\times 0.6F_{ue}\times L'_p\times\frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$= \frac{277.34\times 10^3}{2\times 0.75\times 0.6\times 490\times 280\times\frac{\sqrt{2}}{2}} = 3.18mm$$

بـر اسـاس جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشـه با توجه به ضخامـت ورق نازک‌تر اتصال، به شرح زیر است.

$$t_{min} = \min\left(t'_p, t_{cf}\right) = \min(25,10) = 10mm$$

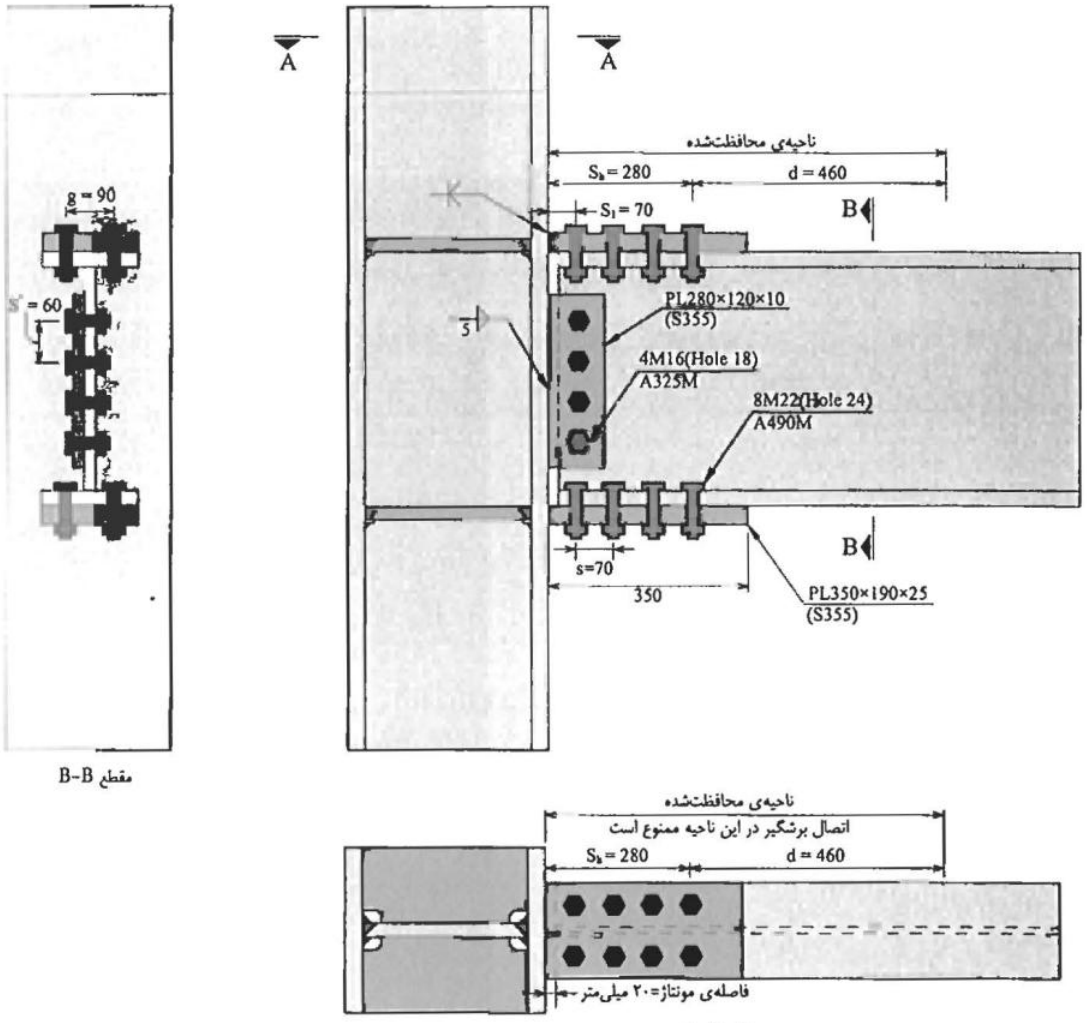
$$t_{min} \le 13mm \Rightarrow D_{min} = 5mm$$

با توجه به آنکه مقدار محاسـباتی بعد جوش از حداقل بعد جوش گوشـه کمتر اسـت، از مقدار حداقل بعد جوش اسـتفاده می‌شود.

طراحی و جزئیات ورق پیوسـتگی و کنترل چشـمه اتصال و نسـبت لنگر ستون به تیر و مهار جانبی تیر به خواننده واگذار می‌شود. روند محاسبات، مشابه مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته خواهد بود.

جزئیات و نقشه‌ی اتصال

با توجه به گام‌های طراحی بیان‌شده، جزئیات اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده موردنظر، مطابق شکل م-۳-۸ می‌باشد.



اتصال بال‌ها به جان در محدوده‌ی عمق تیر پس از آخرین ردیف پیچ (S_h) برای تیرها، و ۳۰۰ میلی‌متر بالاتر و پایین‌تر از محل اتصال بال‌های تیر برای ستون‌ها، باید با جوش شیاری با نفوذ کامل به همراه یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر اجرا گردد.
لازم است به‌وسیله‌ی مصالح تراکم‌پذیر (مانند یونولیت) بین دال کف و وجه ستون حداقل ۲۵ میلی‌متر فاصله ایجاد شود.

شکل م-۳-۸ جزئیات نهایی اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده (BFP)

[AISC 358-16 7.6]

BFP DESIGN PROCEDURE

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

The BFP moment connection is somewhat more complex than some other connections, because a larger number of yield locations and failure modes are encountered with this connection.

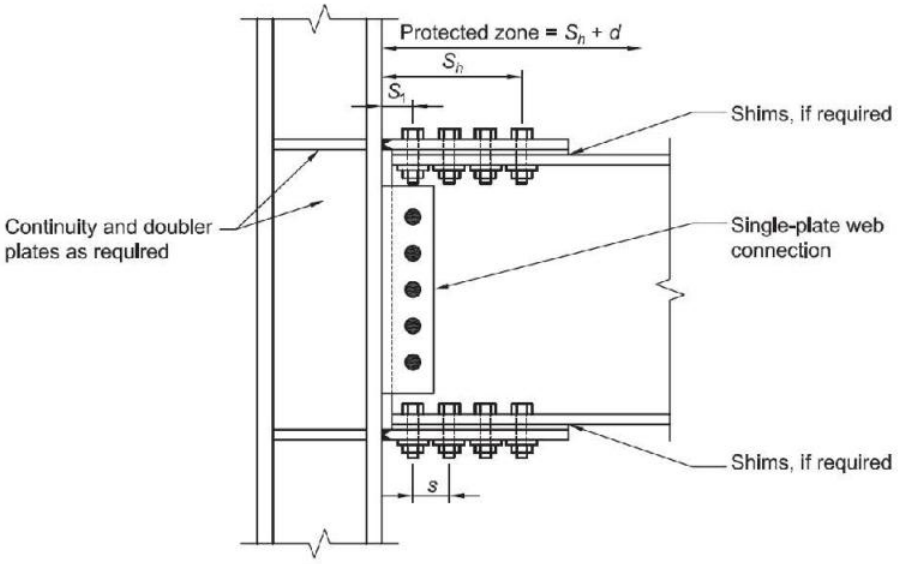


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

Section properties:

Beam:

$$2PL25 \times 1.5cm + PL40 \times 1cm$$

$$\rightarrow b_f = 25cm, t_f = 1.5cm$$

$$\rightarrow d = 40 + 2 \times 1.5 = 43cm$$

$$\rightarrow Z_e = 2 \times (25 \times 1.5) \times \frac{40+1.5}{2} + (40 \times 1) \times 10 = 1956\ cm^3$$

Plates:

$$2PL55 \times 30 \times 2.5cm + (2 \times 6@8.1\text{cm})\text{M27A490(10.9)}$$

$$1\text{PL30x25x1.2} + (2@10\text{cm} \times 3@7.5cm)\text{M18A490(10.9)}, a_w = 8mm$$

$$S_1 = 7.5cm, s = 8.1cm(M27), s = 7.5cm(M18)$$

$$S_h = S_1 + 5 \times s = 7.5 + 5 \times 8.1 = 48cm$$

$$S_h + d = 48 + 43 = 91cm$$

Step 1. Compute the probable maximum moment at the plastic hinge, M_{pr} in accordance with Section 2.4.3.

2.4.3 Probable Maximum Moment at Plastic Hinge

The probable maximum moment at the plastic hinge shall be:

$M_{pr} = C_{pr} R_y f_y Z_e$

where

R_y = ratio of the expected yield stress to the specified minimum yield stress, f_y, as specified in the AISC Seismic Provisions.

Z_e = effective plastic section modulus of section (or connection) at location of the plastic hinge, in.3 (mm3)

C_{pr} = factor to account for peak connection strength, including strain hardening, local restraint, additional reinforcement and other connection conditions. Unless otherwise specifically indicated in this Standard, the value of C_{pr} shall be:

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

where

f_u = specified minimum tensile strength of yielding element, ksi (MPa)

f_y = specified minimum yield stress of yielding element, ksi (MPa)

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{2.4 + 3.7}{2 \times 2.4} = 1.27 \not\leq 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$R_y = 1.15$

probable maximum moment at the plastic hinge:

$M_{pr} = C_{pr} R_y f_y Z_e = 1.2 \times 1.15 \times 2.4 \times 1956 = 6478\ ton.cm$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step defines the maximum expected moment, M_{pr}, at the last bolt away from the face of the column in the flange plate. The beam flange must have greater net section fracture resistance than its yield resistance because tensile yield of the flange is a ductile mechanism and net section rupture is a brittle failure.

Step 2. Compute the maximum bolt diameter to prevent beam flange tensile rupture.

For standard holes with two bolts per row:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2}\left(1 - \frac{R_y f_y}{R_t f_u}\right) - 3mm$$

Select a bolt diameter. Check that the edge distance for the beam flange holes satisfies the AISC *Specification* requirements.

beam flange tensile rupture:

$say\ R_t = R_y = 1.15$

$d_b \le \frac{25}{2}\left(1 - \frac{1.15\times2.4}{1.15\times3.7}\right) - 0.3cm = 4.09cm \rightarrow try\ M27: d_b = 2.7cm$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step establishes the maximum bolt diameter that can meet this balanced criterion. While this requirement is rational, it should be noted that net section rupture of the beam flange has not occurred in any past BFP tests, because the beam web clearly reduces any potential for flange rupture.

The shear strength of the flange bolts is the smallest strength permitted based on bolt shear with threads excluded from the shear plane, bolt bearing on the flange plate, bolt bearing on the beam flange, and block shear considerations.

Step 3. Assume a flange plate thickness, t_{fp}. Estimate the width of the flange plate, b_{fp}, considering bolt gage, bolt edge distance requirements, and the beam flange width. Determine the controlling nominal shear strength per bolt considering bolt shear and bolt bearing:

$$r_n = min\begin{cases} 1.0 f_{nv} A_b \\ 2.4 f_{ub} d_b t_f \\ 2.4 f_{up} d_p t_{fp} \end{cases}$$

Where

r_n = controlling nominal shear strength per bolt

A_b = nominal unthreaded body area of bolt, in.2 (mm2)

f_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC *Specification*, ksi (MPa)

f_{ub} = specified minimum tensile strength of beam material, ksi (MPa)

f_{up} = specified minimum tensile strength of plate material, ksi (MPa)

d_b = nominal bolt diameter, in. (mm)

t_f = beam flange thickness, in. (mm)

t_{fp} = flange plate thickness, in. (mm)

$try\ t_{fp} = 2.5cm$

$try\ b_{fp} = 30cm$

$M27 \rightarrow d_b = 2.7cm$

$A_b = \frac{\pi\times2.7^2}{4} = 5.73\ cm^2$

$A490(10.9) \rightarrow f_u = 10\frac{ton}{cm^2}$

$f_{nv} = 0.45 f_u = 0.45 \times 10 = 4.5\frac{ton}{cm^2}$

$f_{ub} = f_{up} = 3.7\frac{ton}{cm^2}$

nominal shear strength per bolt considering bolt shear and bolt bearing:

$$r_n = min\begin{cases} 1.0 f_{nv} A_b \\ 2.4 f_{ub} d_b t_f \\ 2.4 f_{up} d_p t_{fp} \end{cases} = min\begin{cases} 1.0 \times 4.5 \times 5.73 \\ 2.4 \times 3.7 \times 2.7 \times 1.5 \\ 2.4 \times 3.7 \times 2.7 \times 2.5 \end{cases} = min\begin{cases} 25.79 \\ 35.96 \\ 59.94 \end{cases} = 25.8\ ton$$

Step 4. Select a trial number of bolts.

User Note:

The following equation may be used to estimate the trial number of bolts.

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)}$$

where

n = number of bolts rounded to next higher even number increment

d = beam depth, in. (mm)

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_{fp})} = \frac{1.25 \times 6478}{0.9 \times 25.8 (43+3)} = 7.6 \rightarrow n = 8$$

$$if\ F_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \rightarrow F_{nv} = 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 34.1 \times 1 = 11.6\ ton \rightarrow r_n = 11.6\ ton \rightarrow n = 16.9$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step is an approximate evaluation of the number of bolts needed to develop the BFP moment connection. The moment for the bolts is larger than M_{pr} because the centroid of the bolt group is at a different location than the primary hinge location. However, this moment cannot be accurately determined until the geometry of the flange plate and bolt spacing are established. The 1.25 factor is used as an empirical increase in this moment to provide this initial estimate for the number of bolts required. The bolts are tightened to meet slip-critical criteria, but **the connection is not slip-critical**: The bolts are designed as bearing bolts.

Once the required number of bolts is established, bolt spacing and an initial estimate of the flange plate length can be established. This geometry is illustrated and summarized in Figure 7.1.

[AISC 360-16: GLOSSARY]

Slip-critical connection: Bolted connection designed to resist movement by friction on the faying surface of the connection under the clamping force of the bolts.

Step 5. Determine the beam plastic hinge location, S_h, as dimensioned from the face of the column.

$$S_h = S_1 + s\left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

where

= distance from face of column to nearest row of bolts, in. (mm)S_1

= number of bolts$n$

= spacing of bolt rows, in. (mm)s

The bolt spacing between rows, s, and the edge distance shall be sufficiently large to ensure that l_c, as defined in the AISC *Specification*, is greater than or equal to $2d_b$.

$$S_h = S_1 + s\left(\frac{n}{2} - 1\right) = 7.5 + 8.1\left(\frac{8}{2} - 1\right) = 31.8\ cm$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step defines critical dimensions of this geometry for later design checks

Step 6. Compute the shear force at the beam plastic hinge location at each end of the beam. The shear force at the hinge location, V_h, shall be determined from a free-body diagram of the portion of the beam between the plastic hinge locations. This calculation shall assume the moment at the plastic hinge location is M_{pr} and shall include gravity loads acting on the beam based on the load combination of

$1.2D + f_1L + 0.2S$

where

is the dead load; f_1 is the load factor determined by the applicable building code for live D loads, but not less than 0.5; L is the live load; and S is the snow load.

User Note:

The load combination of $1.2D + f_1L + 0.2S$ is in conformance with ASCE/SEI 7-16. When using the International Building Code, a factor of 0.7 must be used in lieu of the factor of 0.2 for S (snow) when the roof configuration is such that it does not shed snow off of the structure.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step is similar to other connection types in that the shear force at the plastic hinge is based upon the maximum shear achieved with maximum expected moments at the plastic hinges at both ends of the beam plus the shear associated with appropriate gravity loads on the beam.

Step 7. Calculate the moment expected at the face of the column flange.

$M_f = M_{pr} + V_h S_h$

where V_h is the larger of the two values of shear force at the beam hinge location at each end of the beam, kips (N).

This Equation neglects the gravity load on the portion of the beam between the plastic hinge and the face of the column. The gravity load on this small portion of the beam is permitted to be included.

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} + \cdots$$

moment expected at the face of the column flange:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$

$$say\ M_f = M_{pr} = 6478\ ton.cm$$

××

NOT OK

Step 8. Compute F_{pr}, the force in the flange plate due to M_f.

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p}$$

where

d = depth of beam, in. (mm)

t_p = thickness of flange plate, in. (mm)

force in the flange plate due to M_f:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d+t_p}$$

$$F_{pr} = \frac{6478}{43+3} = 141\ ton$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Step 7 uses the geometry established in **Step 5** and the maximum shear force established in **Step 6** to determine the maximum expected moment at the face of the column flange, M_f. The maximum expected force in the flange plate, F_{pr}, is determined from M_f in **Step 8.**

Step 9. Confirm that the number of bolts selected in Step 4 is adequate

$$n \geq \frac{f_{pr}}{\phi_n r_n}$$

$$n = 8 \geq \frac{f_{pr}}{\phi_n r_n} = \frac{141}{0.9 \times 25.8} = 6.1$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

The flange plate bolts cannot experience a tensile force larger than F_{pr}, so **Step 9** checks the actual number of bolts required in the connection. If this number is larger or smaller than that estimated in **Step 4,** it may be necessary to change the number of bolts and repeat **Steps 5** through **9** until convergence is achieved.

Step 10. Check that the thickness of the flange plate assumed in Step 3 is adequate:

$$t_{fp} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d f_y b_{fp}}$$

where

f_y = specified minimum yield stress of flange plate, ksi (MPa)

b_{fp} = width of flange plate, in. (mm)

thickness of the flange plate:

$$t_{fp} = 3cm \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d f_y b_{fp}} = \frac{141}{1\times2.4\times30} = 2.0\ cm$$

Step 11. Check the flange plate for the limit state of tensile rupture.

$F_{pr} \leq \phi_n R_n$

where R_n is defined in the tensile rupture provisions of Chapter J of the AISC Specification.

limit state of tensile rupture of flange plate:

$$R_n = F_{nt} A_b$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n = \phi_n F_{nt} A_b = 0.75 \times 3.7 \frac{ton}{cm^2} \times 5.73\ cm^2 = 15.9\ ton$$

Step 12. Check the beam flange for the limit state of block shear rupture.

$F_{pr} \leq \phi_n R_n$

where R_n is as defined in the block shear rupture provisions of Chapter J of the AISC Specification.

AISC 360-16 J3

6. Tensile and Shear Strength of Bolts and Threaded Parts

The design tensile or shear strength, ϕR_n, and the allowable tensile or shear strength, R_n/Ω, of a snug-tightened or pretensioned high-strength bolt or threaded part shall be determined according to the limit states of tension rupture and shear rupture as:

$$R_n = f_n A_b$$

$\phi = 0.75$

where

A_b = nominal unthreaded body area of bolt or threaded part, in.^{2} (mm^2)

f_n = nominal tensile stress, f_{nt}, or shear stress, f_{nv}, from Table J3.2, ksi (MPa)

The required tensile strength shall include any tension resulting from prying action produced by deformation of the connected parts

User Note: The force that can be resisted by a snug-tightened or pretensioned high-strength bolt or threaded part may be limited by the bearing strength at the bolt hole per Section J3.10. The effective strength of an individual fastener may

be taken as the lesser of the fastener shear strength per Section J3.6 or the bearing strength at the bolt hole per Section J3.10. The strength of the bolt group is taken as the sum of the effective strengths of the individual fasteners.

7. Combined Tension and Shear in Bearing-Type Connections

The available tensile strength of a bolt subjected to combined tension and shear shall be determined according to the limit states of tension and shear rupture as:

$Rn = F'_{nt}Ab$

$\phi = 0.75$

where

F'_{nt} = nominal tensile stress modified to include the effects of shear stress, ksi (MPa)

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

F_{nt} = nominal tensile stress from Table J3.2, ksi (MPa)

F_{nv} = nominal shear stress from Table J3.2, ksi (MPa)

f_{rv} = required shear stress using LRFD or ASD load combinations, ksi (MPa)

The available shear stress of the fastener shall equal or exceed the required shear stress, f_{rv}.

User Note: Note that when the required stress, f, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress, the effects of combined stress need not be investigated. Also note that Equations J3-3a and J3-3b can be rewritten so as to find a nominal shear stress, F'_{nv}, as a function of the required tensile stress, f_t.

Step 13. Check the flange plate for the limit states of compression buckling.

$F_{pr} \leq \phi_n R_n$

where R_n is defined in the compression buckling provisions of Section J4.4 of the AISC Specification.

User Note: When checking compression buckling of the flange plate, the effective length, KL, may be taken as $0.65S_1$.

Some iteration from Steps 3 through 13 may be required to determine an acceptable flange plate size.

Section J4.4

Strength of Elements in Compression

The available strength of connecting elements in compression for the limit states of yielding and buckling shall be determined as follows:

(a) When $Lc / r \leq 25$

$Pn = FyAg$

$\phi = 0.9$

(b) When $Lc / r > 25$, the provisions of Chapter E apply;

where

$Lc = KL$ = effective length, in. (mm)

K = effective length factor

L = laterally unbraced length of the member, in. (mm)

User Note: The effective length factors used in computing compressive strengths of connecting elements are specific to the end restraint provided and may not necessarily be taken as unity when the direct analysis method is employed

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Steps 10 and **11** check the flange plate width and thickness to ensure that tensile yield strength and tensile rupture strength, respectively, exceed the maximum expected tensile force in the flange. The net section rupture check of **Step 11** employs the nonductile resistance factor, while the flange yielding check of **Step 10** employs the ductile resistance factor; this check also allows limited yielding in the flange plate and ensures ductility of the connection. **Step 12** checks block shear of the bolt group in the flange plate, and **Step 13** checks the flange plate for buckling, when F_{pr} is in compression. Both block shear and buckling of the flange plate are treated as nonductile behaviors

Step 14. Determine the required shear strength, V_u, of the beam and the beam-web-to-column connection from:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

where

L_h = distance between plastic hinge locations, in. (mm)

$V_{gravity}$ = beam shear force resulting from $1.2D + f_1L + 0.2S$ (where f_1 is a load factor determined by the applicable building code for live loads, but not less than 0.5), kips (N)

User Note:

The load combination of $1.2D + f_1L + 0.2S$ is in conformance with ASCE/SEI 7-16. When using the International Building Code, a factor of 0.7 must be used in lieu of the factor of 0.2 for S (snow) when the roof configuration is such that it does not shed snow off of the structure. Check design shear strength of beam according to the AISC *Specification*.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Step 14 is somewhat parallel to **Step 6** except that the beam shear force at the face of the column is established, and this shear force is then used to size and design the single shear-plate connection is **Step 15**

Step 15. Design a single-plate shear connection for the required shear strength, V_u, calculated in Step 14 and located at the face of the column, meeting the requirements of the AISC *Specification*.

Step 16. Check the continuity plate requirements according to Chapter 2.

Step 17. Check the column panel zone according to Section 7.4.

The required shear strength of the panel zone shall be determined from the summation of the moments at the column faces as determined by projecting moments equal to $R_y f_y Z_e$ at the plastic hinge points to the column faces. For d, add twice the thickness of the flange plate to the beam depth.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Continuity plates and panel zone shear strength are checked in **Steps 16** and **17**, respectively. These checks are comparable to those used for other prequalified connections.

As previously noted, the BFP moment connection has provided quite large inelastic rotational capacity in past research. It has done this by attaining primary yielding in the beam at the end of the flange plate away from the column and through secondary yielding as shear yielding in the column panel zone and tensile yielding in the flange plate. Bolt slip occurs but does not contribute greatly to connection ductility. This rather complex design procedure attempts to achieve these goals by balancing the resistances for different yield mechanisms and failure modes in the connection and by employing somewhat greater conservatism for brittle behaviors than for ductile behaviors

۱۳-۸ تست‌های فصل سیزدهم

۱. با الزامات طراحی لرزه‌ای، اگر لنگر خمشی پلاستیک ستون فولادی در ناحیه بالای وصله برابر 300 kN.m و در ناحیه پایین وصله 360kN.m و ارتفاع طبقه برابر H-4 متر باشد،حداقل چه مقدار نیروی برشی برای طراحی وصله باید در نظر گرفته شود؟ ستون دارای مقطع ساخته شده از ورق می‌باشد . (محاسبات آبان ۹۳)

الف) 165 , 345 ب) 190 , 360 ج) 190 , 345 د) 165 ,414

$$M_{splice} = R_y M_{pc} = 1.15 \times 300 = 345\ kN.m$$
$$V_{splice} = \frac{M_{pc-top} + M_{pc-bot}}{H_s} = \frac{300 + 360}{4} = 165\ kN$$

۲. در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در هر دو راستای X و Y، ناشی از بار مرده 200KN و بار زنده۱۰۰KN نیروی زلزله طرح در امتداد X با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر۷۰۰ و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد Y بدون در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر ۷۰۰KN است . حداقل مقاومت محوری موردنیاز این ستون (Pu)کدام است ؟ (فولاد S235) (مهر ۹۶)

الف) ۱۲۰۰ ب) ۳۰۲۰ ج) ۲۴۰۰ د) ۱۷۰۰

بسته به محل ساخت سازه دو پاسخ متفاوت بدست میاید:

اگر محل ساخت سازه در **شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد** باشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.41P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.41 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3112\ kN$$

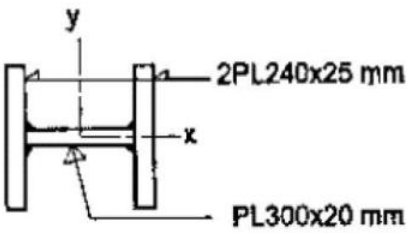
اگر محل ساخت سازه در **شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد** داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.2 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3070\ kN$$

۳. در طرح لرزه‌ای یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری متوسط، حداقل مقاومت موردنیاز برشی وصله ستون داده شده در دو راستای قوی و ضعیف،کدام است ؟ ستون از نوع ST37 است. ارتفاع طبقه ۳ متر است . (خرداد ۹۳)

الف) ۴۴۰ و ۱۳۲ ب) ۳۸۴ و ۱۲۰ ج) ۱۹۲ و ۵۸ د) ۲۲۰ و ۶۶



$$V_x = \sum \frac{M_{pcy}}{H_s} = \frac{2\left(240 \times 25 \times 325 + \frac{20\times 300^2}{4}\right) \times 240}{3000} = 384000N$$

$$V_y = \sum \frac{M_{pcx}}{H_s} = \frac{2\left(2 \times \frac{25\times 240^2}{4} + \frac{20\text{^}2\times 300}{4}\right) \times 240}{3000} = 120000N$$

۴. مهار های جانبی یک تیر با مقطع IPE300 و مربوط به یک قاب خمشی ویژه حداقل برای جه مقدار نیرو باید طراحی شود ؟ (اسفند ۹۵)

الف) ۱۱ ب) ۲۹ ج) ۳۱ د) ۳۸

$$P_{bu} = 0.06R_yF_y\frac{Z_b}{h_0} = 0.06 \times 1.2 \times 240 \times \frac{628000}{(300-10.7)} = 37.51\ kN$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی- پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = ۰/۰۶R_yF_yZ_b/h_o \qquad (۱۰-۶-۳-۱)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

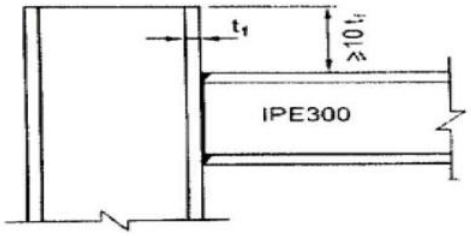
h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷r_y\frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶r_y\frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.



۵. در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، اگر سخت‌کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر در نظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت بال ستون بر حسب میلی‌متر کدام است؟ عرض بال تیر حدوداً ۰/۷ عرض بال ستون است. مقطع ستون IPB فرض شده , فولاد مصرفی با Fy=240MPa است . عرض بال تیر ۱۵۰ و ضخامت بال آن ۱۰/۷ میلی‌متر است . (مرداد ۹۴)

۱) ۳۰ ۲) ۲۵ ۳) ۲۰ ۴) ۱۵

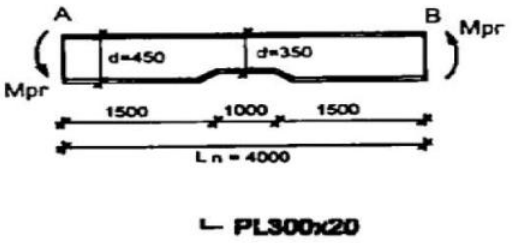


$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5\,mm \qquad t_{cf} > \frac{150}{6} = 25\,mm$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ نیز باید کنترل شود که با توجه به اینکه نیروی کششی بال (T در شکل پایین) داده نشده است، امکان کنترل خمش موضعی بال وجود ندارد. البته می توان نیروی کششی بال را برابر 0.9AFy درنظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

۶. شکل زیر بخش میانی یک تیر با شکل‌پذیری متوسط، بین مفاصل پلاستیک را نشان می‌دهد. چنانچه آثار ناشی از بارهای مرده و زنده و سایر بارها، در مقایسه با بار زلزله بسیار ناچیز است و قابل اغماض است. باتوجه‌به فرضیات زیر ، مقدار MPr در مفصل پلاستیک تیر ، حداکثر چه مقداری می‌تواند باشد؟ تیر از ورق با اتصال جوش جان به بال ساخته شده مقطع آن دارای تقارن دومحوره است و خمش حول محور قوی است. dعمق کل مقطع است ضخامت جان tw=8 mm است . مقاومت برشی عضو بدون توجه به میدان کششی و با فرض Cv=1 محاسبه میشود . فولاد مصرفی ST37 است و واحدهای شکل زیر بر حسب میلی‌متر است. (آبان ۹۳)

الف) ۱۴۵۰ ب) ۷۲۵ ج) ۹۳۰ د) ۸۳۰



در طراحی لرزه ای تیر در دو انتهای خود باید بتواند برش زیر را تحمل کند:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr}}{2000}$$

مقاومت برشی تیر در دو انتهای آن برابر است با:

$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (450 \times 8) \times 1 = 466560\ N$$

برش وارد بر تیر Vpr باید کمتر از مقاومت برشی طراحی عضو در دو انتهای آن باشد:

$$V_{pr} < \varphi V_n \ \rightarrow \ \frac{M_{pr}}{2000} < 466560 \ \rightarrow M_{pr} < 933\ kN.m$$

دقت شود که طبق بند تیر تنها لازم است در دو انتهای خود چنین برشی را تحمل کند و قسمت تضعیف شده میانی لزومی ندارد برای چنین برشی طراحی شود. قسمت میانی باید برای برش حاصل ازترکیب بارهای متعارف طراحی شود.

احتمالا هدف طراح این بوده است که قسمت میانی برای چنین برشی طراحی شود که در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{M_{pr}}{2000} < [\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (350 \times 8) \times 1 = 362880\ N\ ] \rightarrow M_{pr} = 725.76\ kN.m$$

۷. در یک قاب خمشی فولادی ویژه در یک اتصال، مقطع ستون بالا و پایین یکسان است. اگر فرض شود نیروی محوری ستون در حالت مختلف بارگذاری برابر Plive =200KN و PDead=250 KN و PEQ=500KN باشد و ستون برای بارهای وارده جوابگو باشد ، برای کنترل الزام ستون قوی تیر ضعیف کدام یک از مقاطع زیر بهینه است ؟ (مهر ۹۸)

الف) IPB220 ب) IPB240 ج) IPB280 د) IPB300

ΣMpb= 50 KN , Fy=240Mpa

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \ \rightarrow \ \frac{2\left[Z_c\left(F_y - \frac{P_u}{A_g}\right)\right]}{50} > 1 \ \rightarrow \ Z_c\left(F_y - \frac{P_u}{A_g}\right) > 25\ kN.m$$

$$\rightarrow \ Z_c\left(240 - \frac{1.2D + L + \Omega_0 E}{A_g}\right) > 25\ kN.m$$

$$\rightarrow \ Z_c\left(240 - \frac{(1.2 \times 250 + 200 + 3 \times 500)}{A_g}\right) > 25\ kN.m \ \rightarrow \ Z_c\left(240 - \frac{2 \times 10^6}{A_g}\right) > 25 kN.m$$

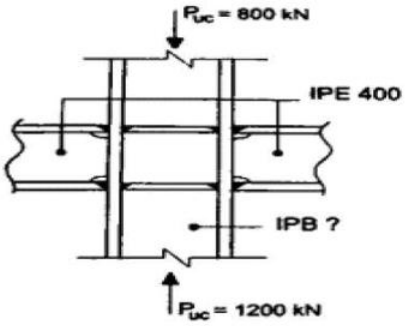
باید تک تک گزینه ها امتحان شود:

$$IPB220 \rightarrow \ 827000\left(240 - \frac{2 \times 10^6}{9100}\right) = 16.7\ kN.m$$

$$IPB240 \rightarrow \ 1053000\left(240 - \frac{2 \times 10^6}{10600}\right) = 54\ kN.m > 25\ kN.m \quad OK$$

۸. شکل زیر یکی از اتصالات قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را در تراز طبقات میانی نشان می‌دهد. اگر اتصال تیرها به ستون از نوع WUF-W باشد و از اثرات برش انتهایی تیرها بر روی مقاومت موردنیاز ستون صرف‌نظر شود، آنگاه فقط از منظر کنترل نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر، کدام یک از مقاطع زیر باید به‌عنوان حداقل شماره مقطع ستون انتخاب شود ؟ (Fy=240 MPa , Fu=370 MPa) (اردیبهشت ۹۷)

الف) IPB 320 ب) IPB 400 ج) IPB 360 د) IPB 340



$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \rightarrow \frac{\sum M_{pc}}{2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)} > 1 \rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)$$
$$\rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 1307000 \times 240 = 1053\ kN.m$$

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطهٔ زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > ۱/۰ \qquad (۱-۹-۳-۱۰)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطهٔ زیر:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \qquad (۲-۹-۳-۱۰)$$

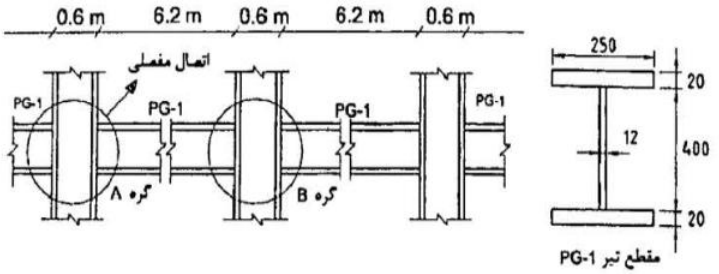
$\sum M^*_{pb}$= مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pe}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

$$\sum M_{pc} = Z_c \left(F_y - \frac{800000}{A_g}\right) + Z_c \left(F_y - \frac{1200000}{A_g}\right) = Z_c \left(2 \times F_y - \frac{2000000}{A_g}\right)$$

$$\begin{cases} IPB320 \rightarrow \sum M_{pc} = 2149000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{16100}\right) = 764\ kN.m \\ IPB340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2408000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{17100}\right) = 874\ kN.m \\ IPB360 \rightarrow \sum M_{pc} = 2683000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{18100}\right) = 991\ kN.m \\ IPB400 \rightarrow \sum M_{pc} = 3233000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{19800}\right) = 1225\ kN.m > 1053\ OK \end{cases}$$

۹. شکل زیر بخشی از قاب خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را نشان می‌دهد. تمام اتصالات تیر به ستون غیر از اتصال گره A ،گیردار و از نوع WUF-W می باشد . اگر از بارهای ثقلی وارد به تیرها صرف نظر شود ، حداقل مجموع لنگر های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره B (ΣMPc) برای تأمین نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر کدام است ؟ (Fy= 240MPa) (اسفند ۹۵)

الف) 2240 KN.m ب) 2040 KN.m ج) 1240 KN.m د) 2140 KN.m



تیر سمت چپ:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 996.9\ kN.m$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}}{L_h} = \frac{996.9}{6.2} = 160.8\ kN$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 160.8 \times 0.3 = \mathbf{1045\ kN.m}$$

تیر سمت راست:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 996.9\ kN.m$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 996.9}{6.2} = 321.6\ kN$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 321.6 \times 0.3 = \mathbf{1093\ kN.m}$$

$$\sum M_b^* = 1045 + 1093 = 2138\ kN.m$$

۱۰. در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانه آزاد شش متر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر ۶۰۰کیلونیوتن در متر محاسبه شده است. نیروی برشی در بر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب دار برابر ۱۵۰KN است. اگر اتصال صلب تیر به ستون از نوع WUF-W باشد و بارهای ثقلی به‌صورت گسترده یکنواخت باشد، مقاومت برشی موردنیاز این تیر در دو انتها کدام است ؟ Fy=240 MPa ,Fu=370Mpa(مهر ۹۸)

الف) 322KN ب) 350KN ج) 420KN د) 472KN

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.4 \times 1.15 \times 600 = 966\ kN.m$$

$$\left.\begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix}\right\} \rightarrow V_{pr} = \frac{2 \times 966}{6} + 150 = 472\ kN \quad \rightarrow \quad V_u = V_{pr} + q_u S_h = 472 + 0 = 472\ kN$$

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

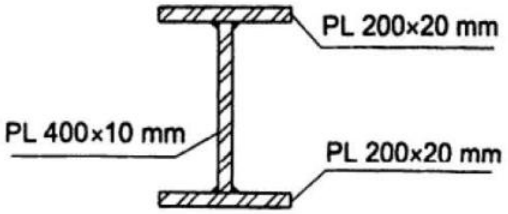
(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (%) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود (۰=%).

۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

aseinzadeh.

۱۱. با صرف نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی ، مقاومت خمشی موردنیاز اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W) تیر ورق فولادی ساخته شده از ورق با مشخصات Fu=36Mpa و Fy=235Mpa و با مقطع نشان‌داده‌شده در شکل زیر و طول دهانه ازاد ۶ متر در قاب خمشی متوسط چند KN.m است ؟ مهر ۹۸

الف) 489 ب) 562 ج) 684 د) 787



$$M_{pr} = C_{pr}R_yM_p = 1.4 \times 1.15 \times \left(\left(200 \times 20 \times 420 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right) \times 235\right) = 787\ kN.m$$

با توجه به اینکه Sh صفر می باشد، نیازی به محاسبه Vpr نیست و مستقیما می توان Mu را محاسبه کرد:

$$\left.\begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix}\right\} \rightarrow M_U = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} = 787\ kN.m$$

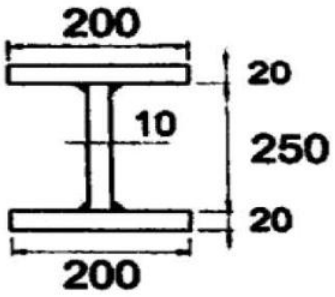
۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود (S_h=۰).

۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

۱۲. فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به‌کاربردن کدام یک از اتصالات گیردار زیر مجاز نیست؟ (طول خالص تیر برابر ۵ متر است) (بهمن ۹۷)

الف) RBS ب) BUEEP ج) WUF-W د) BFP



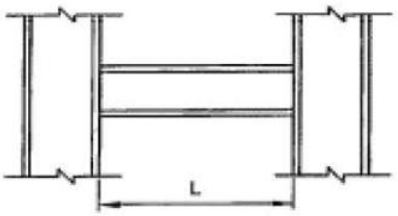
با توجه به محدودیتهای اتصال BUEEP در جدول زیر، حداقل ارتفاع تیرورق باید 340 mm باشد

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۴۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_{fi},p_{fo}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	-	-	-	-	۹۰	۱۰۰

۱۳. تیر شکل زیر مربوط یک قاب خمشی فولادی ویژه بوده و اتصال آن از نوع است. مقاومت برشی موردنیاز این تیر کدام است؟ (اسفند ۹۵)

الف) 2 MP/L ب) 2.3MP/L ج) 1.15MP/L د) 3.22MP/L



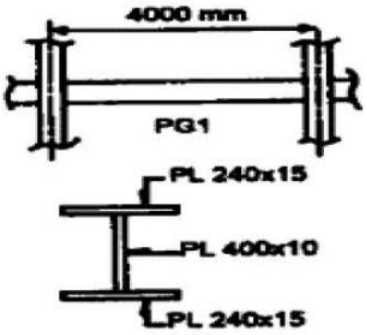
$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} = \frac{2(C_{pr}R_yM_p)}{L} = \frac{2(1.4 \times 1.15M_p)}{L} = 3.22\frac{M_p}{L}$$

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود (s_g=۰).

۱۲) در این‌گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

۱۴. یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژهٔ چندطبقه که دارای دهانه‌هایی به طول ۴ متر است ، از تیر ورق PGI با مقطع نشان‌داده‌شده استفاده کرده است . اگر ابعاد بیرونی ستون‌های قوطی این سازه ۴۵۰ ×۴۵۰ میلیمتر باشد ، برای اتصال از پیش تایید شده تیر به ستون ،کدام را پینشنهاد می دهید ؟ (آبان ۹۳)



۱) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

۲) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۳) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق زیرسری و رو سری (WFP)

۴) اتصال گیردار پیچی به کمک ورق روسری و زیرسری (BFP)

گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: در این نوع اتصال d تیر باید بین 440 mm تا 1000 mm باشد. d تیر مربوط به سوال برابر 430 mm می باشد و نمی توان از این نوع اتصال استفاده کرد.

گزینه ۳: استفاده از اتصال WFP در قابهای با شکل پذیری ویژه غیر مجاز است.

گزینه ۴: نسبت طول دهانه آزاد تیر به عمق تیر $\frac{(4000-450)}{430} = 8.25$ می باشد که کمتر از مقدار مجاز آن برای اتصال BFP می باشد.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازهای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۴)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۱۰-۳-۱۳-۵)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۶)

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

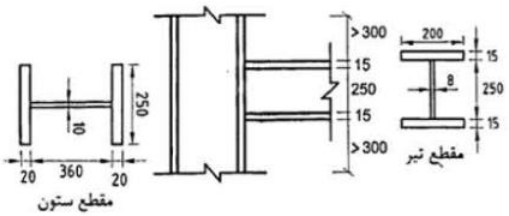
پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_f،p_{fi}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	-	-	-	-	۹۰	۱۰۰

۱۵. در قاب خمشی فولادی با اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته، اگر عرض ناحیه کاهش‌یافته تیر ۳۰ درصد پهنای بال آن باشد (C=1.5 bf) و نغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کاهش مقطع تیر ۵۰ میلیمتر باشد ، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ اثر کاهش عرض مقطع تیر کدام است ؟ (آبان ۹۳)

الف) 57 ب) 44 ج) 50 د) 53

۱۶. در اتصال گیردار تقویت نشده جوشی زیر، مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری وارد از بال تیر کدام است؟ (اسفند ۹۵) (تیر $Fy = 355$ و ستون Fy ۲۳۵)

الف) ۶۰۵ ب) ۸۰۷ ج) ۵۱۰ د) ۱۰۶



$$\varphi R_n = 0.75 \times 0.8 \times 10^2 \left[1 + 3\left(\frac{20}{400}\right)\left(\frac{10}{20}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 235 \times 20}{10}} = 612\ kN$$

۱۳-۹ مسائل فصل سیزدهم

توجه: در مسائل برای بارهای ثقلی، ۷۰ درصد بار وارده را بار مرده و ۳۰ درصد آن را بار زنده در نظر بگیرید و در طراحی‌ها نیروی عضو را بحرانی‌ترین حالت بارگذاری از میان حالت‌های ذکر شده در بخش ۱ـ۸ـ۱ (ترکیب بار بحرانی) در نظر بگیرید.

تمرین ۱۳-۱

در یک سازه اتصال بین تیر IPE55 و ستون 2IPE27 چسبیده را به‌صورت اتصال صلب در قاب با شکل‌پذیری معمولی درصورتی‌که نیروی برشی تکیه‌گاه و لنگر آن مطابق داده‌های زیر باشد، طرح نمایید. نیروی برشی ضریبدار V_u و لنگر خمشی ضریبدار M_u است.

$$V_u = 14ton, \qquad M_u = (-\kappa)ton.m$$

تمرین ۱۳-۲

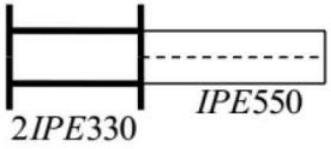
مطلوبست طرح اتصال صلب بین تیر IPE45 به ستون 2IPE30 به هم چسبیده در یک قاب با شکل‌پذیری معمولی. نیروی برشی ضریبدار V_u و لنگر خمشی ضریبدار M_u است.

$$V_u = (0.3\kappa)ton, \qquad M_u = (-15.0)ton.m$$

تمرین ۱۳-۳

در قاب خمشی ویژه داده‌های زیر بدست آمده است. مطلوبست طراحی اتصال بین تیر IPE55 و ستون 2IPE33. نیروی برشی ضریبدار V_u و لنگر خمشی ضریب‌دار M_u است.

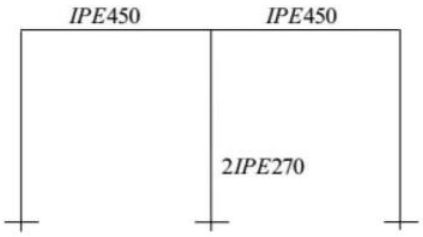
$$V_u = (0.2\kappa)ton, \qquad M_u = (-0.3\kappa)ton.m$$



تمرین ۱۳-۴

اتصالاتی را با داده‌های زیر برای قاب خمشی ویژه طرح نمایید. هرکدام از مقادیر داده شده لنگر، مقادیر اتصالات به ستون 2IPE27 در همان جهت است. شدت بار زنده وارد بر تیرها q_L و شدت بار مرده q_D است. طول دهانه تیرها 5.5m و فاصله مفصل پلاستیک از بر ستون 50cm است.

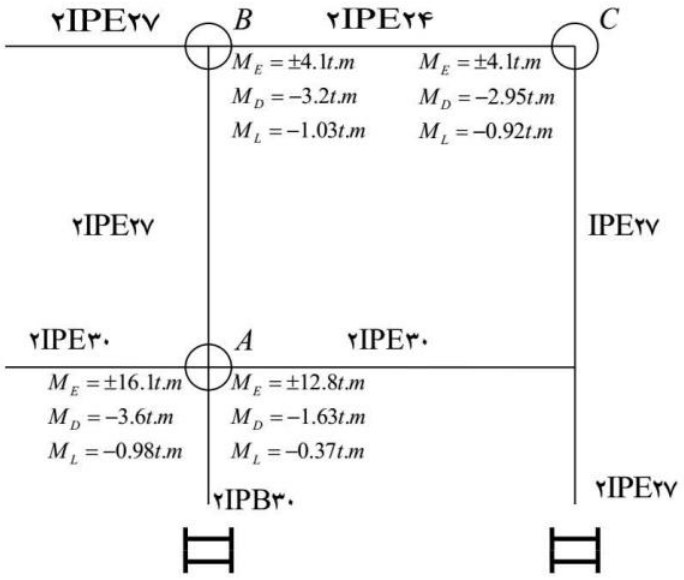
$$q_D = (0.1\kappa)\frac{ton}{m}, \qquad q_L = (0.05\kappa)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۱۳-۵

بخشی از یک قاب خمشی معمولی در شکل زیر نشان‌داده‌شده است. باتوجه‌به مقاطع و مقادیر لنگر نشان‌داده‌شده بر روی آن، اتصالات A و B و C را طراحی کنید. طول دهانه تیرها 6m و نیروی برشی آن V_u فرض می‌گردد.

$$V_u = (0.3\kappa)ton$$



طراحی کاربردی سازه‌های فولادی

جلد دوم

طراحی به روش LRFD و ASD

فصل ۱۴

دکتر محسن گرامی

استاد و عضو هیئت‌علمی دانشگاه

پاییز ۱۴۰۱

فصل ۱۴

طراحی مهاربندها و اتصالات آنها

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دو) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۱-۱۴	پیشگفتار
۲-۱۴	مهاربندی هم‌مرکز یا همگرا
۳-۱۴	مهاربندی برون‌مرکز یا واگرا
۴-۱۴	طراحی اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده
۵-۱۴	تست‌های فصل چهاردهم
۶-۱۴	مسائل فصل چهاردهم

۱-۱۴ پیشگفتار

وظیفه اصلی سازه تحمل بارهای وارده می‌باشد. بارهای وارده به دودسته اصلی، بارهای ثقلی و بارهای جانبی دسته‌بندی می‌شوند. براین‌اساس انواع سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی در ساختمان‌ها عبارت‌اند از:

الف) سیستم قاب خمشی یا قاب پیوسته: در این سیستم تمام بارهای قائم و همچنین نیروی جانبی زلزله تنها به‌وسیله قاب‌های خمشی (بدون دیوارهای برشی یا مهاربندها) تحمل می‌شود. این سیستم به‌وسیله صلبیت گره‌ها و مقاومت خمشی هر یک از المان‌ها، بار جانبی را متحمل می‌شود.

ب) سیستم قاب‌های مهاربندی شده: در این سیستم تمام بارهای قائم توسط دیوارهای باربر یا قاب با اتصالات ساده تحمل می‌شود و مقابله با نیروی جانبی زلزله به‌وسیله مهاربندها تأمین می‌گردد. اتصال تیر به ستون قاب‌هایی که مهاربندی شده‌اند معمولاً اتصال ساده است و بنابراین هیچ‌گونه لنگری از تیر به ستون منتقل نمی‌شود.

ج) سیستم دیوار برشی: دیوار برشی به‌صورت یک تیر طره و با ایجاد تغییر شکل‌های خمشی، تحمل برش می‌نماید.

د) سیستم دوگانه یا ترکیبی (سیستم مختلط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندها):

در این سیستم بارهای قائم توسط قاب خمشی و نیروی جانبی زلزله توأماً توسط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندها تحمل می‌شود، در این حالت نیروی جانبی زلزله بین قاب و دیوارها و یا قاب و مهاربندها به نسبت صلبیت آنها توزیع می‌گردد ولی درهرحال قاب به‌تنهایی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را داشته باشد.

انواع دیگری از سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی نیز وجود دارد که خارج از بحث این فصل است.

به‌طورکلی در تمامی سیستم‌های فوق باید دو موضوع اساسی زیر موردنظر قرار گیرد:

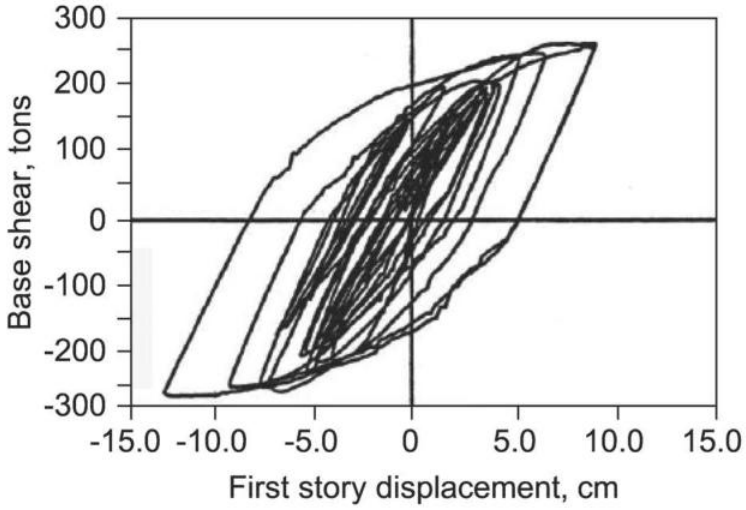
الف) ایجاد سختی و مقاومت کافی در سازه جهت کنترل تغییر مکان جانبی تا از تخریب اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تحت زلزله متوسط یا کوچک جلوگیری به عمل آید.

ب) ایجاد شکل‌پذیری و قدرت استهلاک انرژی در سازه به‌خاطر ممانعت از فروریختگی سازه در یک زلزله شدید.

قاب‌های مهاربندی شده برحسب اینکه مهارها در آنها مثلث‌بندی کاملی به وجود آورند یا نه به دو گروه زیر تقسیم‌بندی می‌شوند:

الف) قاب با مهاربندی‌های هم مرکز یا همگرا (CBF)

این سیستم مقاومت و سختی قابل‌ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد ولی به علت کمانش مهارها قدرت جذب انرژی و رفتار غیر ارتجاعی آن ضعیف است. نمونه منحنی هیسترزیس مهاربند همگرای ضربدری در شکل ۱ــ۱۴ مشاهده می‌شود که بیانگر انرژی جذب شده توسط سیستم مهار جانبی تحت بارگذاری رفت و برگشتی است.



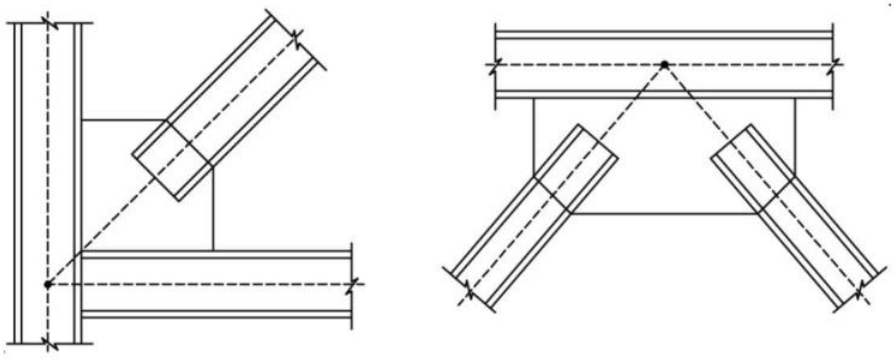
شکل ۱ـ۱۴ منحنی هیسترزیس برش پایه نسبت به دریفت طبقه در سیستم SCBF

ب) قاب با مهاربندی‌های برون مرکز یا واگرا (EBF)

این سیستم مقاومت و سختی مهاربند همگرا را با رفتار غیر ارتجاعی و قدرت جذب انرژی قاب خمشی ترکیب نموده و نهایتاً رفتار مناسبی را از خود ارائه می‌کند.

۱۴-۲ مهاربندی هم‌مرکز یا همگرا

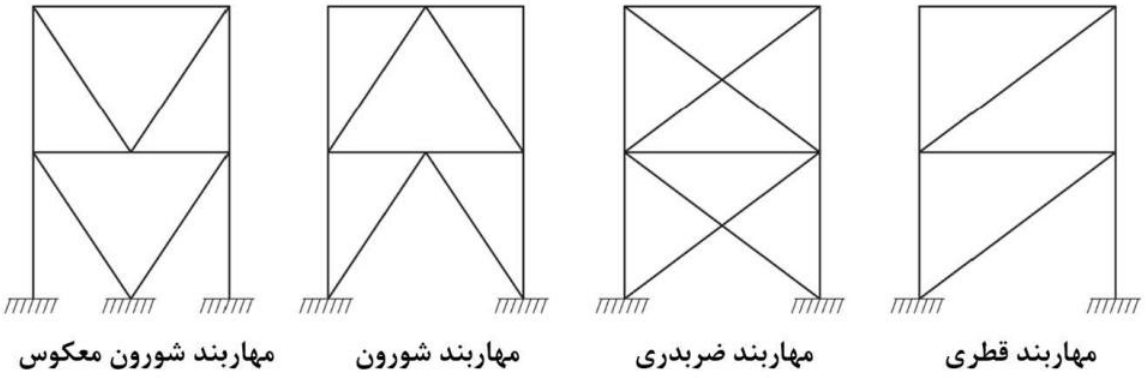
به مهاربندی هم مرکز یا همگرا اطلاق می‌شود که محورهای خنثی در اعضای مختلف (تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی) مطابق شکل ۲ـ۱۴ در یک نقطه مشترک در هر اتصال با یکدیگر تلاقی نمایند. به این نقطه مشترک، نقطه عملکرد گفته می‌شود. در این سیستم مهاربندی، اعضای قطری به همراه تیرها و ستون‌های قاب تشکیل یک سیستم خرپایی می دهند و معمولاً اعضای مهاری در معرض نیروی محوری هستند.



ب) اتصال مهاربند به تیر طبقه الف) اتصال مهاربند به تیر و ستون

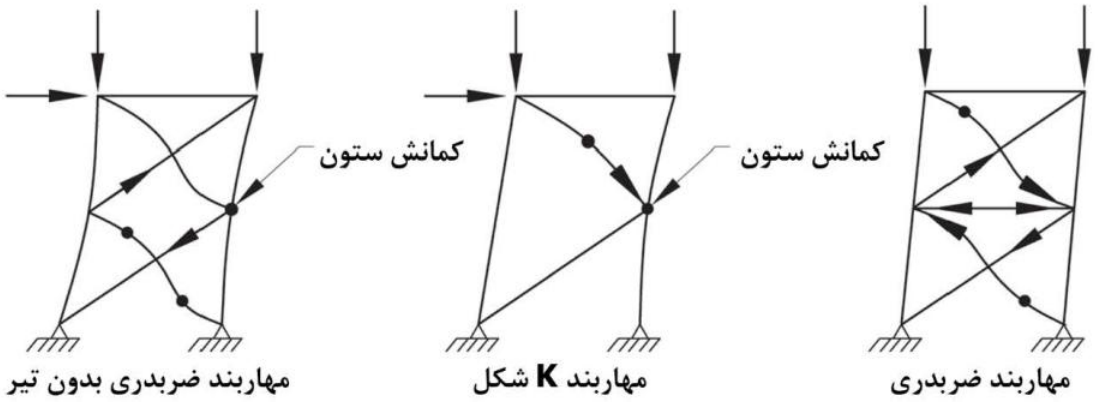
شکل ۲ـ۱۴ نمایش اتصال در مهاربندهای همگرا

انواع مهاربندی‌های همگرا عبارتند از: ضربدری X، قطری، شورون Λ (هشتی)، شورون معکوس V (هفتی) و مهاربند K که در شکل ۳ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳ـ۱۴ انواع مهاربند همگرا

در صورت حذف تیر افقی میان مهاربندهای ضربدری و حذف نیمی از مهاربندها مطابق شکل ۴ـ۱۴، مهاربند دیگری به شکل K ایجاد می‌شود که مکانیزم انتقال بار در این نوع مهاربند متفاوت از مهاربند ضربدری است.



شکل ۴ـ۱۴ مهاربند K شکل

از لحاظ اقتصادی برای دهانه‌های نسبتاً کوچک استفاده از این مهاربندها مقرون‌به‌صرفه است. لازم به ذکر است استفاده از مهاربند K بطور کلی در ویرایش ۹۲ هم برای همگرای معمولی و هم برای مهاربند همگرای ویژه مجاز نمی‌باشد. از مزایای آنها می‌توان به سختی خوب در برابر بارهای جانبی، ساده بودن اتصالات و سرعت اجرای بالای آنها اشاره کرد، ولی به دلیل عدم شکل‌پذیری مناسب، از لحاظ جذب انرژی ضعیف عمل می‌کنند. همچنین در مناطق با زلزله‌خیزی بالا، استفاده از این قاب‌ها به‌صورت گسترده پیشنهاد نمی‌شود، چون عناصر فشاری آنها در بارهای تناوبی ضعیف عمل کرده و بعد از چند سیکل تا حدود ۵۰% اثر مقاومتی خود را از دست می‌دهند.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در این قاب‌ها تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به جذب نیروهای زلزله ایجاد شده در طبقه به‌اضافه نیروهای منتقل شده از طبقات بالا، و انتقال آنها به مهاربندها باشند. در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم

کف وجود دارد انتقال نیروها توسط عملکرد مشترک آن دو صورت می‌گیرد ولی در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم وجود ندارد، تیر باید به‌تنهایی بتواند از عهده انتقال این نیروها برآید.

تعبیه سوراخ‌های متوالی، در جان تیر دهانه مهاربندی شده و تیرهای حدفاصل مهاربندهای جابه‌جا شده طبقات بالا و پایین مجاز نیست. چنانچه لازم باشد سوراخ دسترسی در جان تیر تعبیه شود، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت خمشی، برشی و محوری تیر در مقطع سوراخ‌دار، کمتر از مقاومت مقطع کامل تیر نباشد. در این موارد باید سعی شود سوراخ در دورترین فاصله از محل اتصال تیر به ستون و یا از محل اتصال تیر به مهاربندها واقع شود. برای ایجاد رفتار شکل‌پذیر در مهاربندهای همگرا توجه به نکات زیر اساسی می‌باشد:

ــ مهاربندهای همگرا فیوز قاب محسوب می‌شوند.

ــ مهاربندها ضعیف‌ترین عضو قاب می‌باشند. سایر اعضاء مانند ستون، تیر و اتصالات به‌مراتب قوی‌تر هستند.

ــ المان مهاربندی به شکلی انتخاب می‌شود تا بهترین ظرفیت استهلاک انرژی و مکانیزم شکست را داشته باشد (رعایت محدودیت $\frac{Kl}{r}$ و $\frac{b}{t}$)

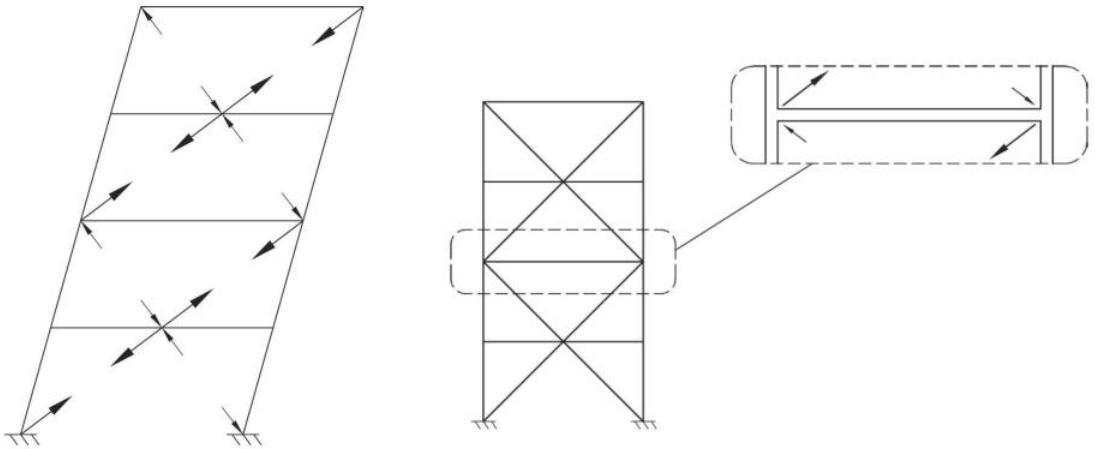
در حالت کلی برای طراحی مهاربندها و سایر اعضا مانند ستون و تیر و اتصالات نتیجه می‌شود:

ــ مهاربندها بر اساس نیروی زلزله حاصل از آیین‌نامه لرزه‌ای طراحی می‌شود، با رعایت الزامات لرزه‌ای که در اینجا فصل ۳ مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۹۲ می‌باشد.

ــ سایر اعضا برای حداکثر نیرویی طراحی می‌شود که به‌وسیله مهاربند تولید می‌گردد.

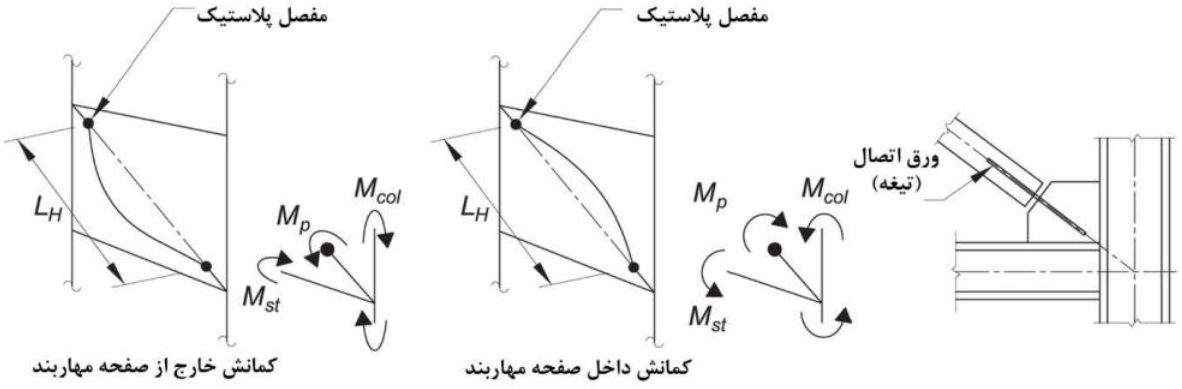
۱۴-۲-۱ تحلیل دقیق و تقریبی مهاربندی‌های همگرا

حضور مهاربند در قاب تحت بارگذاری جانبی، مطابق شکل ۵ــ۱۴ منجر به اعمال نیروهای متمرکز به ستون‌ها می‌گردد. چنانچه مهاربندهای کششی و فشاری تحت بیشترین نیروی ظرفیت خود باشند، مقادیر نیروهای فشاری و کششی یکسان نخواهد بود. دلیل این امر کمانش مهاربند فشاری است که در بخش‌های بعدی توضیح کاملتری داده خواهد شد.



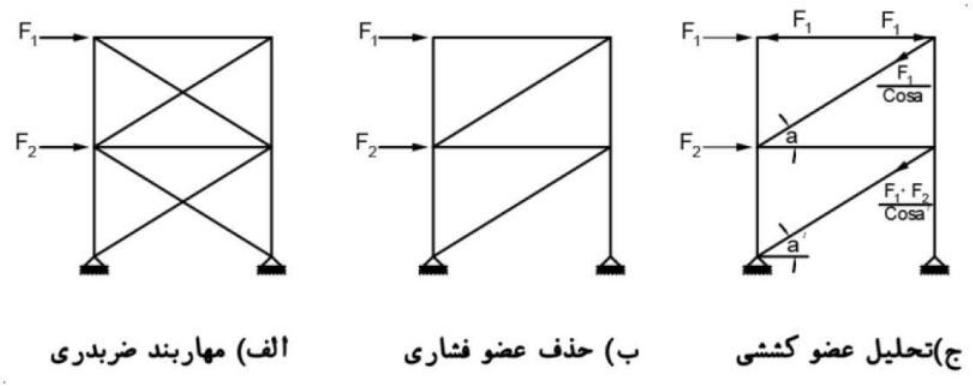
شکل ۵ــ۱۴ انتقال نیروی فشاری و کششی مهاربند به قاب

کمانش درون صفحه و برون صفحه مهاربند در شکل ۶ــ۱۴ نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۶ـ۱۴کمانش مهاربند

برای تحلیل مهاربندی‌های ضربدری دو روش وجود دارد. در روش اول فرض بر این است که عضو فشاری کمانه می‌کند، پس آن را حذف کرده و سازه معین حاصل شده تحلیل می‌شود و طراحی بر اساس اعضای کششی انجام می‌پذیرد و سپس از همین مقاطع برای عضو فشاری نیز استفاده می‌شود. در واقع عضو طوری طراحی می‌شود که سطح مقطع لازم در کشش فراهم شود. در این روش لاغری عضو، اهمیتی ندارد. در شکل ۷ـ۱۴ نتایج تحلیل عضو کششی نشان‌داده‌شده است.



شکل ۷ـ۱۴ تحلیل مهاربندهای ضربدری

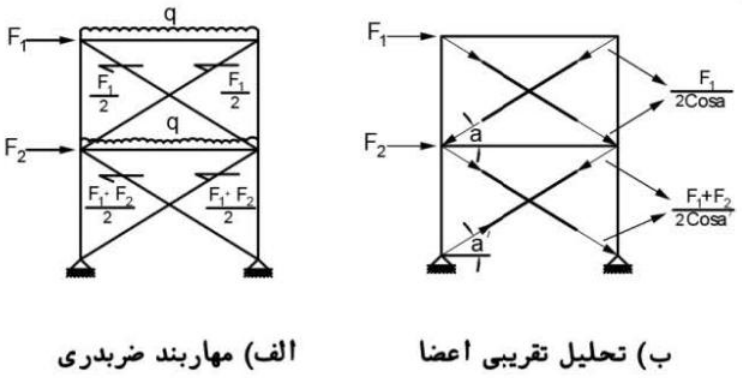
لازم به ذکر است که در ویرایش اول آیین‌نامه استفاده از این روش قابل‌قبول بود، ولی در ویرایش دوم و سوم قابل‌قبول نیست. روش دوم برای تحلیل مهاربندی‌های ضربدری، منظور نمودن عضو کششی و فشاری در تحلیل و طراحی است که تحلیل آن به دو صورت دقیق و تقریبی صورت می‌گیرد.

۱۴-۲-۱-۱ تحلیل دقیق مهاربند همگرای ضربدری (X)

در این روش سازه نامعین را یا به‌صورت دستی و یا با استفاده از نرم‌افزارهای کامپیوتری تحلیل کرده و عضو کششی و فشاری کاملاً مجزا طراحی می‌شوند. اگر بار جانبی نیروی زلزله باشد، هر عضو مهاربند برای حالت بحرانی کشش یا فشار طرح می‌شود. روند تحلیل به‌صورت شماتیک در شکل ۱۲ـ۱۴ نمایش‌داده‌شده است.

۱۴-۲-۱-۲ تحلیل تقریبی مهاربند همگرای ضربدری (X)

در این روش فرض می‌شود که برش در هر طبقه به طور مساوی بین هر دو عضو مهاربند تقسیم می‌شود و نیروی کششی و فشاری داخلی اعضای مهاربند به دست می‌آید. طراحی بر اساس حالت بحرانی صورت می‌گیرد. معمولاً عضو فشاری بحرانی تراست. در انتها نیز عضو طرح شده برای نیروی کششی کنترل می‌شود. در شکل ۸ـ۱۴ نتایج تحلیل تقریبی عضو کششی و فشاری مهاربند نشان‌داده‌شده است.



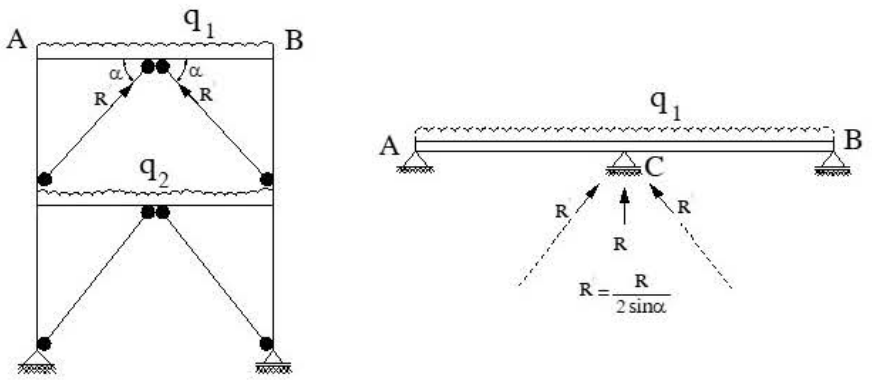
شکل ۸ـ۱۴ تحلیل تقریبی مهاربندی ضربدری

نکته مهم در تحلیل مهاربند ضربدری این است که بار ثقلی بر روی اعضای مهاربندی اثری ندارد.

۱۴-۲-۱-۳ تحلیل مهاربند شورون V و معکوس شورون Λ

در جایی که به دلیل محدودیت‌های معماری امکان استفاده از مهاربندهای ضربدری نیست، از مهاربندهای معکوس شورون (به شکل عدد هشت) استفاده می‌شود که بار ثقلی یک نیروی فشاری در اعضای این نوع مهاربند ایجاد می‌کند، پس سازه باید برای بارهای ثقلی و جانبی جداگانه تحلیل شود و سپس با استفاده از ترکیب بارهای طراحی، نیروهای طراحی در اعضا تعیین شود.

در تحلیل برای بار ثقلی، عکس‌العمل میانی فرض شده محاسبه می‌گردد و به‌کمک آن نیروی فشاری در اعضای مهاربندی مطابق شکل ۹ـ۱۴ تعیین می‌شود.

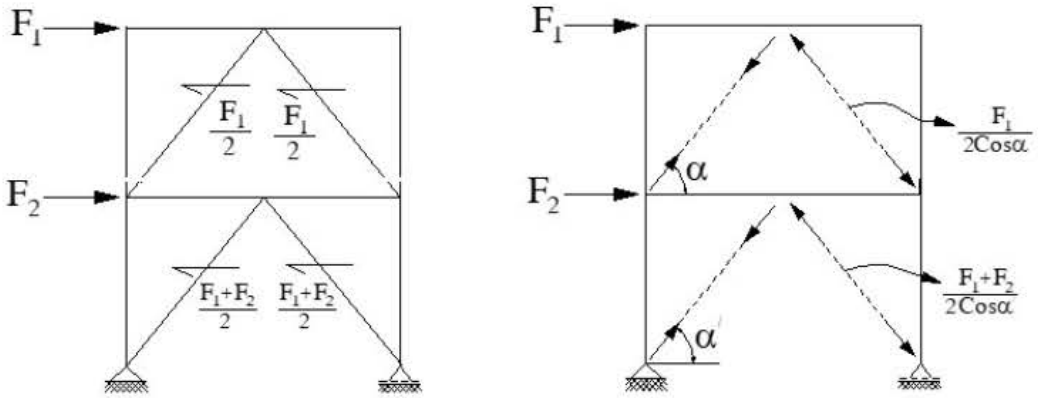


شکل ۹ـ۱۴ تحلیل مهاربند هشتی تحت بار ثقلی

R' نیروی محوری مهاربند $R'=\frac{R}{2\sin(\alpha)}$

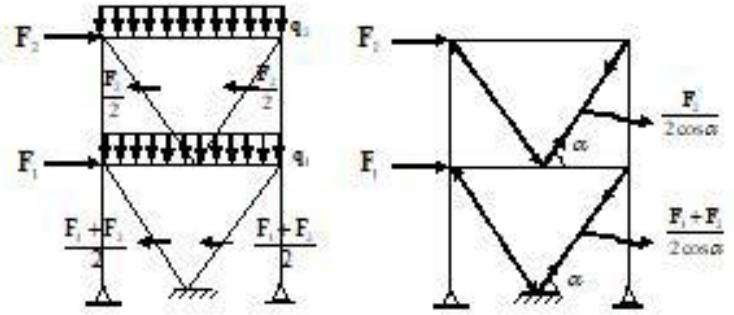
در شکل بالا R' نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر است که می‌توان آن را با کمک از شکل‌های (۵ ـ ۷) تا (۵ ـ ۹) فصل ۵ استخراج نمود.

برای تحلیل مهاربند هشتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل ۱۰ـ۱۴ ارائه شده است.

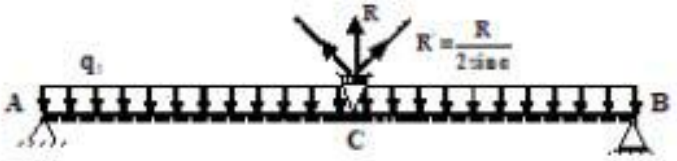


شکل ۱۰ـ۱۴ تحلیل مهاربند شورون تحت اثر بار جانبی

برای تحلیل مهاربند هفتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل ۱۱ـ۱۴ ارائه شده است.



الف ـ تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار جانبی



ب ـ تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار ثقلی

شکل ۱۱ـ۱۴ تحلیل مهاربند هفتی

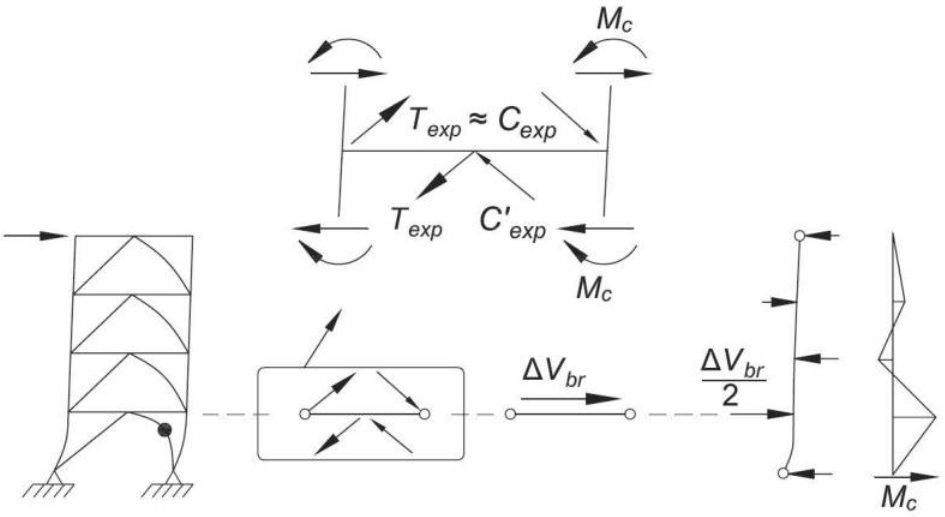
R' نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر

بار ثقلی در مهاربندهای هفتی، باعث ایجاد کشش در اعضای مهاربندی می‌شود. در این حالت نیز مشابه مهاربند هفتی باید اثرات ناشی از بار ثقلی و بار جانبی توأمان مورد بررسی قرار گیرد و نیروهای طراحی اعضا تعیین گردد.

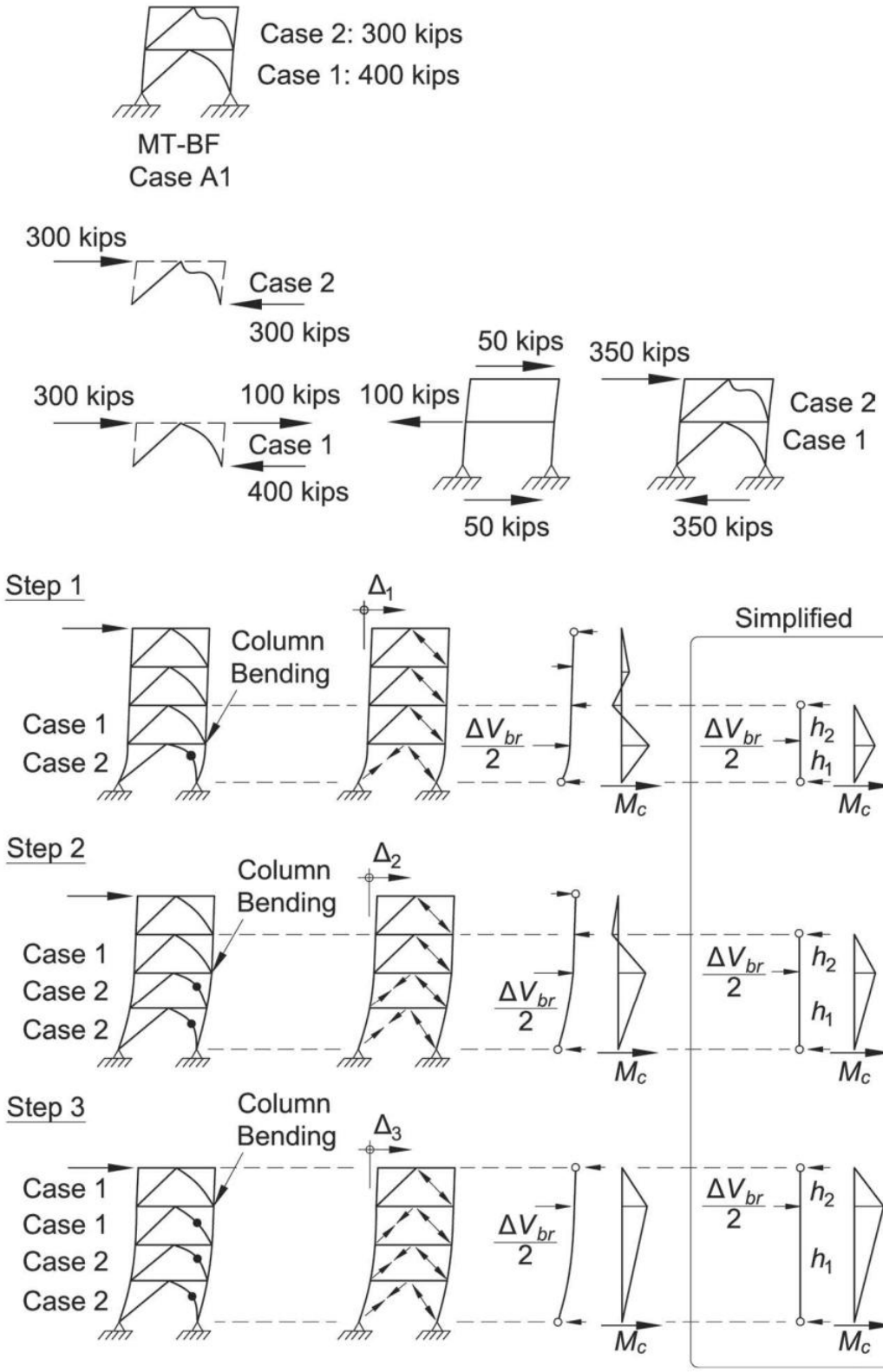
مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، سیستم مهاربندی هم مرکز یا همگرا را در دو سطح شکل‌پذیری زیاد و معمولی مورد ارزیابی قرار می‌دهد. ضریب رفتار در آئین ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به شرح جدول ۱ـ۱۴ می‌باشد:

جدول ۱ـ۱۴ ضریب رفتار انواع سیستم‌های مقاوم جانبی

سیستم باربر جانبی	ضریب رفتار	اضافه مقاومت	Cd	حداکثر ارتفاع
قاب ساده با مهاربند همگرا ویژه	۵/۵	۲	۵	۵۰
قاب ساده با مهاربند همگرا معمولی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
قاب خمشی ویژه با مهاربند همگرا ی ویژه	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
قاب خمشی متوسط با مهاربند همگرا ی ویژه	۶	۲/۵	۵	۷۰



شکل ۱۲ـ۱۴ نیروی برش سقف و نیروهای مهاربند



شکل ۱۳ـ۱۴ تحلیل قاب

۱۴-۲-۲ طراحی قاب‌های ساده مهاربندی شده همگرای ویژه (با شکل‌پذیری زیاد)

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. به‌این‌ترتیب پیکربندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها بر آیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

۱۴-۲-۲-۱ توزیع نیروی جانبی

در قاب‌های مهاربندی شده همگرا نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی شده ویژه، طراحی مهاربندها به‌صورت کششی تنها مجاز نیست.

مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این قسمت، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۱۴-۲-۲-۲ طراحی اعضای قطری مهاربند

این اعضا به‌صورت اعضای کششی مطابق ضوابط فصل دوم و به‌عنوان عضو فشاری مطابق ضوابط فصل سوم طراحی می‌شوند. در طراحی این اعضا می‌بایست ضوابط لرزه‌ای زیر نیز منظور شوند:

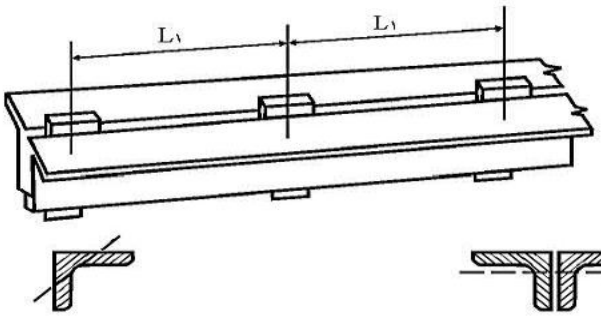
- پیکربندی مهاربندهای مجاز شامل مهاربندهای قطری، ضربدری X و مهاربندهای به شکل V و Λ می‌باشند. استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.
- قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با λ_{hd} طبق جدول ۲ـ۱۴ باشند. این موضوع برای حصول اطمینان از جاری شدن مقطع است.
- از به‌کاربردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به‌صورت اتصال پوششی و یا به‌صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک‌چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.
- ناحیه یک‌چهارم طول قطری در وسط آن و دو ناحیه انتهایی قطری (به طول حداقل ارتفاع مقطع آن)، نواحی بحرانی تلقی می‌گردد.
- تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری X و شورون V و Λ) مجاز نیست
- لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$ در مهاربندهای ویژه ضربدری X، قطری و شورون V و Λ نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.
- ضریب طول مؤثر عضو قطری، در مهاربندهای قطری و مهاربندهای V و Λ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی، برابر با ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

۱۴-۲-۲-۳ محدودیت فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4\,\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۱}$$

$r_1=r_{min}$ شعاع ژیراسیون مینیمم برای مقطع تک پروفیل.

توزیع لقمه‌ها باید مطابق شکل ۱۴ـ۱۴ به‌صورت یکنواخت باشد و حداقل ۲ لقمه موجود باشد. چنانچه کمانش مهاربند حول محور کمانشی در اتصال دهنده ایجاد برش نکند، رعایت محدودیت لاغری ارائه شده الزامی نمی‌باشد.



محور شعاع ژیراسیون حداقل مقطع مرکب (استفاده از مقطع نبشی فقط برای نمایش است و سایر نیمرخ‌ها نیز قابل استفاده هستند)

محور شعاع ژیراسیون حداقل تک‌عضو

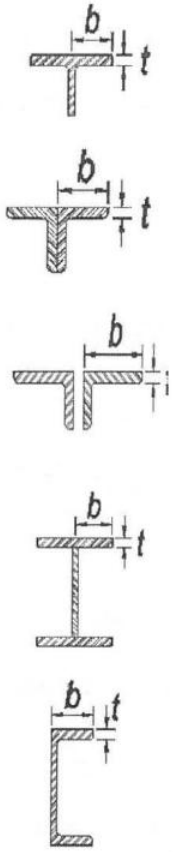
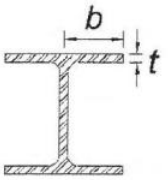
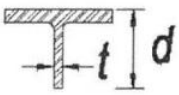
شکل ۱۴ ـ ۱۴ نمایش لقمه

۱۴-۲-۳ ضوابط فشردگی لرزه‌ای

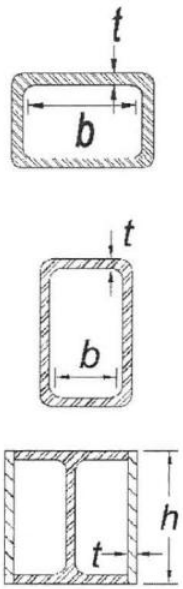
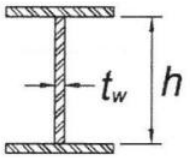
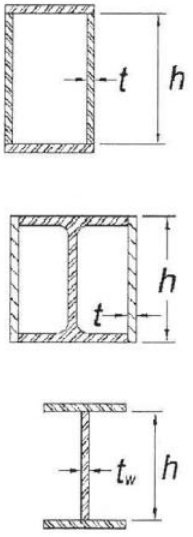
در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری دررابطه‌با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت‌فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچک‌تری مقرر می‌گردد. در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشردهٔ لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰ ـ ۳ ـ ۴ ـ ۱ عنوان شده، محدود می‌گردد.

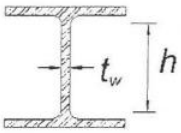
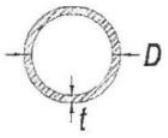
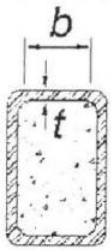
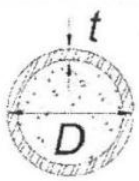
جدول ۲ــ۱۴ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
۱	(اجزای با یک لبه متکی) بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل باقاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به‌هم‌چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	(اجزای با یک لبه متکی) بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد.	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	(اجزای با یک لبه متکی) تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

جدول ۲ـ۱۴ (ادامه) محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

۴	(اجزای با دو لبه متکی) بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود.	b/t b/t h/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۵	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند. ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار می‌گیرند. جان مقاطع I شکل قوطی ساخته شده از ورق هرگاه به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار می‌گیرند.	h/t_w h/t h/t	برای $C_a \le 0.125$ $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 2.75\,C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.23 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \le 0.125$ $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93\,C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	

جدول ۲ـ۱۴ (ادامه) (ادامه) محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

۷	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	کاربرد ندارد.		
۸	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع لوله‌ای	D/t	$0.044\frac{E}{F_y}$	$0.038\frac{E}{F_y}$	
۹	(اجزای با دو لبه متکی) بال‌های و جان‌های مقاطع قوطی شکل پر شده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۰	(اجزای با دو لبه متکی) جداره‌های مقاطع توخالی دایره‌ای شکل پر شده با بتن	D/t	$0.15\frac{E}{F_y}$	$0.076\frac{E}{F_y}$	

توضیحات زیر مکمل شرایط جدول می‌باشد:

[۱] برای مقاطع سپری محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند تا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ افزایش یابد مشروط بر اینکه،کمانش عضو فشاری حول صفحهٔجان سپری باشد و در اتصال انتهای عضو، انتقال بار محوری فقط از طریق وجه بیرونی بال سپری صورت گرفته باشد.

[۲] در مقاطع I شکل قوطی شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به‌عنوان ستون مورداستفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۴] در صورتی‌که مقاطع توخالی دایره‌ای شکل به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار گیرند، نسبت قطر به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری متوسط می‌تواند به $0.7\frac{E}{F_y}$ محدود شود.

۱۴-۲-۳-۱ طراحی تیرهای قاب‌های مهاربندی شده V و Λ

تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. این ضابطه به دو دلیل عمده تعریف شده است. اولین دلیل آن اطمینان از پایداری تیر در صورت خرابی مهاربند در خلال رفتار فرا ارتجاعی

قاب است. همچنین پایداری تیر در شرایط اجرایی و بهره‌برداری نیز مدنظر است. به طور مثال اگر بنا بر هر دلیلی ابتدا تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ اجرا شده و پس از گذشت مدتی مهاربند V و Λ در محل خود نصب گردد. در این حالت حدفاصل زمان اجرای تیر تا اجرای مهاربند می‌بایست پایداری تیر حفظ شود.

تیرها در این قاب باید در حدفاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی ـ پیچشی، در هر دو بال بالا و پایین، داشته باشند. وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است.

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریب دار باشد (عمدتاً بارهای ثقلی در تیر با ایجاد خمش و زلزله باعث ایجاد فشار می‌شود، در نتیجه این عضو به‌صورت تیر ـ ستون می‌بایست موردتوجه قرار گیرد).

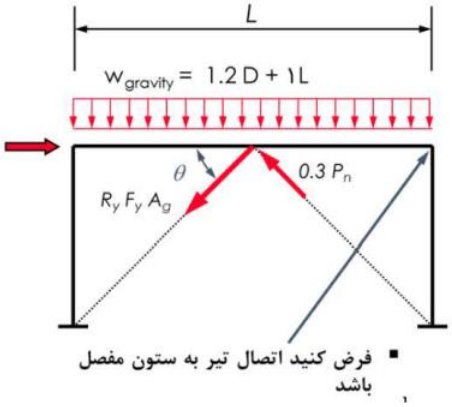
هر دو بال تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ می‌بایست در برابر کمانش جانبی و پیچشی مهار شده باشد.

اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند V و Λ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

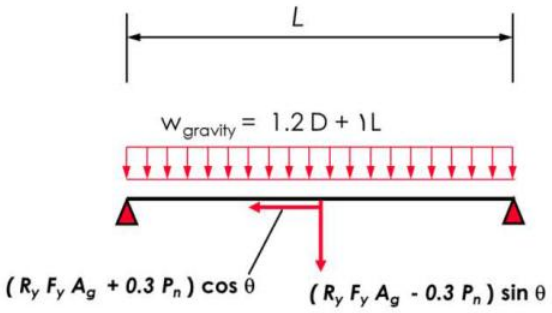
برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله در ناحیه اتصال مهاربند به تیر، تیر دهانه مهاربندی شده باید با درنظرگرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندها محاسبه شوند:

الف) نیروی لرزه‌ای قطری کششی حداقل $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ب) نیروی لرزه‌ای قطری فشاری $0.3P_n$



شکل ۱۵ـ۱۴ نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی تیر



شکل ۱۶ ـ ۱۴ نیروی محوری با درنظرگرفتن نیروهای نامتعادل

A_g	سطح مقطع کلی عضو قطری
F_y	تنش تسلیم فولاد مهاربندی
R_y	نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی
P_n	مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری

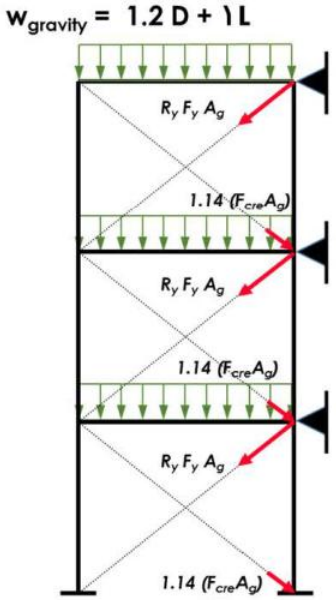
۱۴-۲-۳-۲ طراحی ستون و اتصالات آنها

ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق جدول ۲ ـ ۱۴ باشد. همچنین مقاطع تیرهای دهانه مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق جدول ۲ ـ ۱۴ و مقاطع بقیه ستون‌ها باید فشرده باشند.

مقاومت طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی شده ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر باشند:

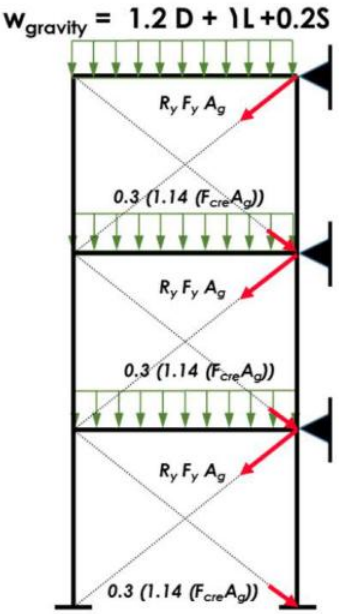
الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر مقدار زیر می‌باشد:

$$P_n = 1.14 F_{cr} A_g$$



شکل ۱۷ ـ ۱۴ نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستون‌ها و اتصالات آنها

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر با $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر با $0.3P_n = 0.3 * 1.14F_{cr}A_g$ باشد.



شکل ۱۸ ـ ۱۴ نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستون‌ها و اتصالات آنها

Fcr تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق فصل اعضای فشاری که در آن RyFy به‌جای Fy استفاده می‌شود.

۱۴-۲-۴ قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، زیر اثر زلزله طرح می‌رود.

۱۴-۲-۴-۱ اعضای قطری مهاربند

پیکربندی مهاربندی‌های مجاز شامل مهاربندهای قطری، ضربدری و مهاربندهای به شکل V و Λ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

در این قاب‌ها مهاربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به‌صورت کششی تنها طراحی نمود.

قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. می‌بایست در مقطع فشرده لرزه‌ای محدودیت پهنا به ضخامت بر اساس محدودیت ارائه شده برای λ_{md} طبق جدول ۲ـ۱۴ رعایت شود.

لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$ در مهاربندهای V و Λ نباید از $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید و برای مهاربندهای قطری و ضربدری نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

برای تعیین ضریب طول مؤثر عضو قطری می‌توان همان ضوابط قاب همگرای ویژه را بکار برد.

در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند V و Λ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

۱۴-۲-۴-۲ تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده V و Λ

تیرهای قاب باید ضوابط متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را برآورده نمایند.

بنابراین به طور خلاصه کنترل ضوابط زیر که در سیستم ویژه الزامی می‌باشد برای شکل‌پذیری معمولی الزامی ندارد:

- عدم نیاز به کنترل ضوابط وصله در مهاربند.
- عدم نیاز به کنترل مقطع فشرده لرزه‌ای در مقطع ستون.

در انتهای این بخش لازم است مهم‌ترین گام‌های موردنیاز در طراحی مهاربندهای همگرا به‌صورت مرحله‌بندی شده ارائه گردد. در این قسمت تلاش شده است تا ضوابط به شکلی ارائه شوند تا برای دو سطح شکل‌پذیری معمولی و ویژه به تفکیک قابل‌استفاده باشند.

براین‌اساس برای مهاربند همگرای ضربدری X و مهاربندهای V و Λ گام‌های مشترک در طراحی عبارتند از:

الف- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

در حالت شکل‌پذیری ویژه و معمولی حتماً مقطع می‌بایست فشرده لرزه‌ای باشد.

ب- کنترل لاغری اعضای قطری

حداکثر لاغری مهاربند همگرا اعم از ضربدری، V و Λ برای حالت شکل‌پذیری ویژه به عدد ۲۰۰ محدود می‌شود.

برای حالت شکل‌پذیری معمولی، حداکثر لاغری مهاربند همگرای V و Λ به $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود می‌شود. برای فرم مهاربند ضربدری با شکل‌پذیری معمولی محدودیت ۲۰۰ (مطابق ضوابط ستون ها) تعریف شده است.

لازم به ذکر است که ضریب طول مؤثر برای مهاربند همگرای ضربدری حول محور درون و برون صفحه به ترتیب ۰/۵ و ۰/۷ می‌باشد. این ضرایب برای مهاربند V و Λ در هر دو حالت برابر یک تعریف شده است.

پ- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

برای شکل‌پذیری ویژه از ۲ـ۱۴ استفاده می‌شود:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4\,\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۲}$$

برای شکل‌پذیری معمولی از ضابطه ستون‌ها مطابق ۳ـ۱۴استفاده می‌شود:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4}\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۳}$$

ت- کنترل نیروی فشاری وکششی در مهاربند

در حالت شکل‌پذیری ویژه از آنجاکه می‌بایست مهاربند برای کشش و فشار طراحی گردد، بدین منظور ابتدا نیروی فشاری وکششی موجود در مهاربند از رابطه $T_u = P_u = \frac{V}{2\cos\alpha}$ تعیین می‌گردد که در آن V نیروی برش طبقه و α زاویه مهاربند با محور تیر می‌باشد. سپس برای کنترل عضو قطری برای فشار وکشش وارده از ۴ـ۱۴ استفاده می‌شود.

$$P_u \leq \phi A_g F_{cr} \qquad \text{۱۴ـ۴}$$
$$T_u \leq \phi_t F_y A_g \,,\ \phi_t = 0.9$$

لازم به ذکر است می‌توان مهاربندی‌های قطری و ضربدری با شکل‌پذیری معمولی را به‌صورت کششی تنها طراحی نمود. در این صورت نیروی محوری سهم هر مهاربند برابر $T_u = \frac{V}{\cos\alpha}$ خواهد بود. همچنین اعضای فشاری باید محدودیت $\frac{KL}{r} \leq 300$ را برآورده نمایند $(K = 1)$.

توجه: اتصال مهاربند معمولاً به‌صورت جوشی در نظر گرفته می‌شوند. در صورت استفاده از اتصالات پیچ و مهره‌های باید گسیختگی کششی نیز در مقطع خالص کنترل گردد.

ث- طراحی تیر دهانه مهاربند V و Λ

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی (۱٫۲D+1.6L) بدون حضور مهاربندها باشند. کنترل این ضابطه برای مهاربند ضربدری نیاز نیست.

ضوابطی که در ادامه می‌آید می‌بایست برای هر دو حالت شکل‌پذیری ویژه و معمولی کنترل گردد. طبق ضوابط لرزه‌ای تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. در این صورت لنگر خمشی طرح تیر از ۵ـ۱۴ محاسبه می‌گردد.

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} \le \phi_b M_n \qquad ۱۴ـ۵$$

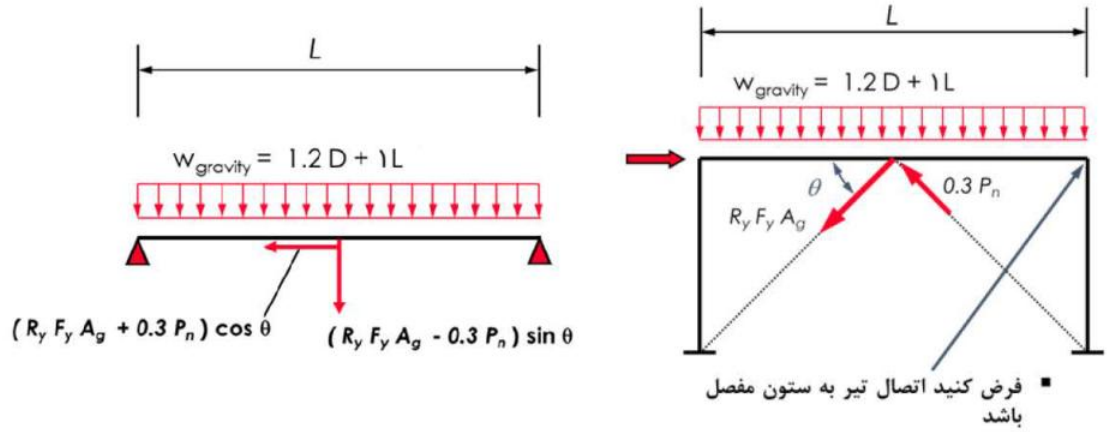
M_u مقاومت خمشی موردنیاز

q_u بار ثقلی ضریب دار $(1.2D + 1.6L)$

ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰٫۹

M_n مقاومت خمشی اسمی

با مراجعه به جدول اشتال پروفیل موردنظر انتخاب می‌گردد. همچنین تیر دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد که در نتیجه:

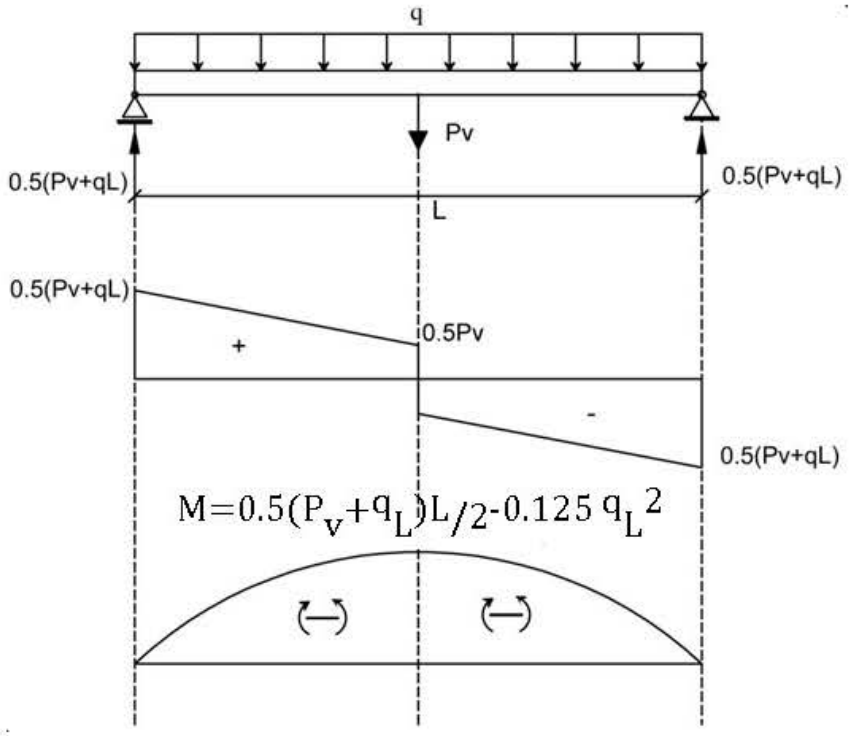


شکل ۱۹ـ۱۴ بار متمرکز وارد به وسط تیر به علت درنظرگرفتن اثرات لرزه‌ای در مهاربندی

نیروی برشی و لنگر خمشی وارد بر تیر باتوجه‌به شکل ۱۹ـ۱۴ محاسبه می‌شود. برای این منظور نیروهای فوق در راستای قائم تجزیه می‌شوند و مؤلفه قائم طبق ۶ـ۱۴ محاسبه می‌شود.

$$P_v = (R_y F_y A_g - 0.3\,P_n)\sin\theta \qquad ۱۴ـ۶$$

لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از مؤلفه قائم به همراه اثرات بار ثقلی مطابق شکل ۲۰ـ۱۴ قابل ترسیم است.



شکل ۲۰ـ۱۴ دیاگرام برش و خمش در تیر ساده

در نهایت برای طرح تیر در برابر خمش و برش نتیجه می‌شود:

$$M_u \le \phi_b M_n \qquad \text{۱۴ـ۷}$$

$$V_u \le \phi_V\left(0.6F_y A_w C_V\right)$$

$$V_u = 0.5(P_V + q_u L)$$

$$if\ \frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_V = 1\ ,\phi_V = 1 \qquad \text{۱۴ـ۸}$$

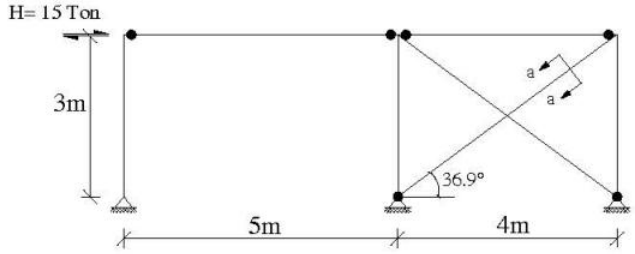
$$A_w = dt_w$$

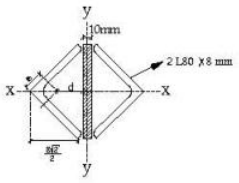
d	ارتفاع کلی مقطع
tw	ضخامت جان مقطع
h	قسمت صاف جان برابر با d-2c
Cv	ضریب برشی جان
Fy	تنش تسلیم فولاد جان

معمولاً استفاده از این ضابطه باعث می‌شود که مقطع تیر بسیار بزرگ محاسبه گردد. برخی از محققین برای رفع این مشکل پیشنهاد نموده‌اند که شکل مهاربند V و Λ در طبقات مجاور به‌صورت یک‌درمیان استفاده گردد به‌طوری‌که در هر دو طبقه، شکل ظاهری مهاربند به‌صورت مهار X گردد. بدین ترتیب مؤلفه قائم نیروی متمرکز (متأثر از بارگذاری مذکور) خنثی شده و به دنبال آن مقطع تیر کوچک‌تر طرح می‌گردد.

مثال ۱۴-۱

چنانچه مهارها قسمتی از قاب مهار شده همگرای ویژه باشند، لاغری و تنش‌های فشاری در مهارهای بکار رفته در قاب شکل ۲۱ـ۱۴ را بررسی نمایید. همچنین فاصله لقمه‌های لازم را برای جلوگیری از کمانش تک عضو معین کنید. مقطع به کار رفته برای مهاربند شامل دو نبشی است که طبق شکل زیر تشکیل مقطع قوطی می‌دهد. ضخامت ورق اتصال ۱۰ میلیمتر فرض می‌گردد.





شکل ۲۱ـ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

مشخصات مهاربند باتوجه‌به جدول اشتال:

$$L8: r_u = 3.06cm\,, r_V = 1.56cm\,, A = 12.3cm^2\,, e = 2.26cm$$

گام ۱- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

اعضای قطری بایستی دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند باتوجه‌به اینکه شکل مقطع مانند مقاطع قوطی می‌باشد، طبق جدول ۲ـ۱۴ نتیجه می‌شود:

$$\frac{b}{t} \le 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{8}{0.8} = 10 \le 16.26$$

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

$$\lambda_{max} \le 200$$

$$r_x = r_u = 3.06\ cm$$

$$d = \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - e\sqrt{2} = \left(\frac{8\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - 2.26\sqrt{2} = 2.96\ cm$$

$$r_y = \sqrt{r_v^2 + d^2} = \sqrt{1.56^2 + 2.96^2} = 3.35\ cm$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{0.5 \times 500}{3.06} = 81.7\ cm$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{0.7 \times 500}{3.35} = 104.5\ cm$$

$$\lambda_{max} = 104.5 \le 200$$

در نتیجه لاغری اعضای قطری مناسب است.

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \le 0.4\,\lambda_{max} \Rightarrow L_1 \le 0.4 \times 104.5 \times 1.56 = 65.20\ \text{cm}$$

$$r_1 = r_{min} = r_v = 1.56\ cm$$

بنابراین فاصله بین لقمه‌ها ۶۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

تعیین نیروی فشاری وکششی موجود در مهاربند:

$$T_u = P_u = \frac{V}{2cos\,\alpha}$$

$$T_u = P_u = \frac{15 \times 10^3}{2\,cos\,36.9} = 9379\ kg$$

کنترل عضو قطری برای فشار وارده:

$$P_u \le \phi A_g F_{cr}$$

$$A_g = 2 \times 12.3 = 24.6\ cm^2$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$$

$$\lambda_{max} = 104.5 \le 139.32 \Rightarrow F_{cr} = 1376.5$$

$$9379\ kg \le 0.9 \times 24.6 \times 1376.5 = 30475.71\ kg$$

در تحلیل تقریبی ۵۰ درصد نیروی جانبی به مهاربند فشاری اختصاص‌یافته است.

مقاومت فشاری طراحی نزدیک به مقاومت فشاری موردنیاز می‌باشد،کنترل عضو قطری برای فشار پذیرفته می‌شود.

کنترل عضو قطری برای کشش وارده

$$\lambda_{max} \le 300$$

$$104.5 \le 300$$

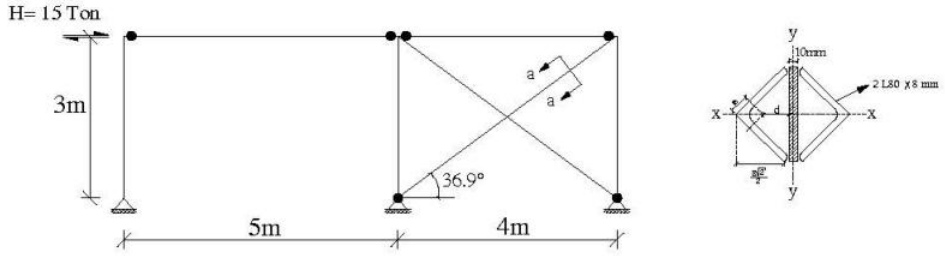
$$T_u \le \phi_t F_y A_g\,,\ \phi_t = 0.9$$

$$9376kg \le 0.9 \times 2400 \times 24.6 = 53136\ kg$$

مثال ۱۴-۲

چنانچه مهارها قسمتی از قاب مهار شده همگرای معمولی باشند، لاغری و تنش‌های فشاری در مهارهای بکار رفته در قاب شکل ۲۳ـ۱۴ را بررسی نمایید (تکرار). همچنین فاصله لقمه‌های لازم را برای جلوگیری از کمانش تک عضو معین

کنید. مقطع به‌کار رفته برای مهاربند شامل دو نبشی است‌که طبق شکل زیر تشکیل مقطع قوطی می‌دهد. ضخامت ورق اتصال ۱۰ میلیمتر فرض می‌گردد.



شکل ۲۲ ـ ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

گام ۱- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

باتوجه‌به اینکه در قسمت الف فشردگی مقطع مذکور با λ_{hd} جوابگو بوده است لذا فشردگی مقطع با λ_{md} نیز پاسخگو می‌باشد.

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

این قسمت مانند قاب مهاربندی همگرای ویژه می‌باشد

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \le \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L_1 \le \frac{3}{4} \times 104.5 \times 1.56 = 122.26\ cm$$

$$r_1 = r_{min} = r_V = 1.56\ cm$$

فاصله بین لقمه‌ها ۱۰۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

طبق ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان می‌توان مهاربندی‌های قطری و ضربدری با شکل‌پذیری معمولی را به‌صورت کششی تنها طراحی نمود. در این صورت تمامی نیروی زلزله به‌صورت کششی به قطری‌ها منتقل می‌شود:

$$T_u = P_u = \frac{V}{cos\ \alpha}$$

$$T_u = P_u = \frac{15 \times 10^3}{cos\ 36.9} = 18758\ kg$$

گام ۵- کنترل عضو قطری برای کشش وارده

$$\lambda_{max} \le 300$$

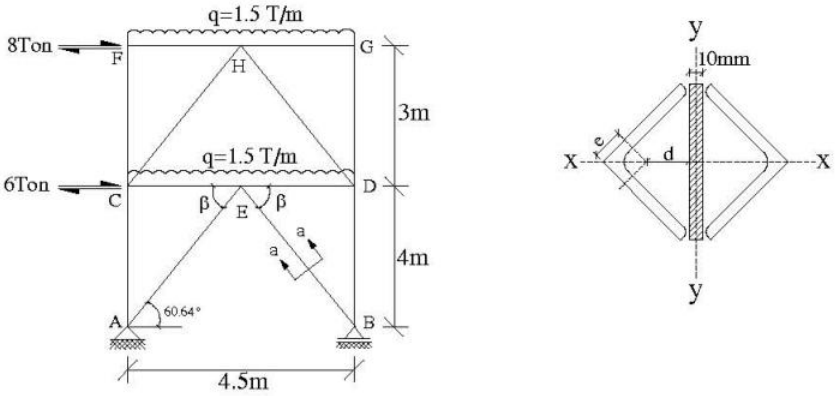
$$104.5 \le 300$$

$$T_u \le \phi_t F_y A_g\ ,\ \phi_t = 0.9$$

$$18758\,kg \leq 0.9 \times 2400 \times 24.6 = 53136\,kg$$

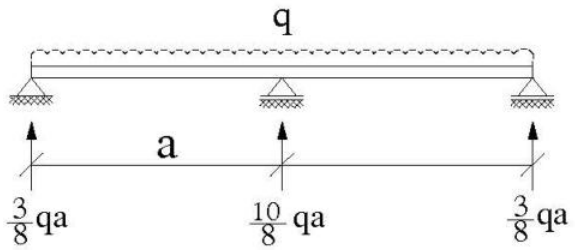
مثال ۱۴-۳

قسمتی از سیستم مهاربندی قاب همگرای ویژه در برابر زلزله مطابق شکل ۲۳ـ۱۴ است. چنانچه بار مرده ثقلی P_D=1.5ton/m و بار زنده طبقات برابر P_L=1.0ton/m و بار زلزله به‌صورت رفت و برگشتی اعمال شود، سیستم مهاربندی همگرای طبقه پایین را از مقطع زوج نبشی طرح کنید.



شکل ۲۳ـ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:



شکل ۲۴ـ۱۴ راهنمای تحلیل مثال

گام ۱- تعیین وکنترل مقطع قطری‌های مهاربند

تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی برای اعضای AE, BE:

عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی برابر است با:

$$R_D = \frac{10}{8}qa = \frac{10}{8} \times 1.5 \times 2.25 = 4.22\ ton$$

$$F_{AE})_{DL} = F_{BE})_{DL} = \frac{R_{DL}}{2\sin\beta} = \frac{4.22}{2\sin 60.64} = 2.24\ ton$$

$$R_{LL} = \frac{10}{8}qa = \frac{10}{8} \times 1 \times 2.25 = 2.81\ ton$$

$$F_{AE})_{LL} = F_{BE})_{LL} = \frac{R_{LL}}{2\sin\beta} = \frac{2.81}{2\sin 60.64} = 1.62\ ton$$

تحلیل تحت اثر بار جانبی برای اعضای AE, BE:

$$F_{AE} = F_{BE} = \frac{V}{2\cos\alpha}$$
$$F_{AE} = F_{BE} = \frac{8+6}{2\cos 60.64} = 14.3\ ton$$

باتوجه‌به اینکه نیروی زلزله به‌صورت رفت و برگشتی است، نیرو در اعضا به‌صورت کششی و فشاری به‌صورت متناوب تغییر می‌کند.

تعیین نیروهای طراحی بر اساس ترکیبات بار:

$$1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 2.24 + 1.6 \times 1.62 = 5.28\ ton$$
$$1.2P_D + P_L + P_E = 1.2 \times 2.24 + 1.62 + 14.3 = 18.6\ ton$$
$$0.9P_D - P_E = 0.9 \times 2.24 - 14.3 = -12.28\ ton$$

بنابراین برای نیروی فشاری $22.1\ ton$ مهاربند طراحی شده و برای نیروی کششی $16.8\ ton$ کنترل می‌گردد.

به‌عنوان فرض اولیه از $2L12$ استفاده می‌شود.

$$L12: r_u = 4.60\ cm, r_V = 2.35\ cm, A = 27.5\ cm^2, e = 3.40\ cm$$

قطری‌ها بایستی دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند باتوجه‌به اینکه شکل مقطع مانند مقاطع قوطی می‌باشد.

$$\frac{b}{t} = \frac{12}{1.2} = 10 \le 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.26 \rightarrow OK$$

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

$$\lambda_{max} \le 200$$
$$r_x = r_u = 4.60\ cm$$
$$d = \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - e\sqrt{2} = \left(\frac{12\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - 3.4\sqrt{2} = 4.17\ cm$$
$$r_y = \sqrt{r_v^2 + d^2} = \sqrt{2.35^2 + 4.17^2} = 4.78\ cm$$
$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 459}{4.60} = 99.8\ cm$$
$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 459}{4.78} = 96.0\ cm$$
$$\lambda_{max} = 99.78 \le 200$$

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\begin{cases} \dfrac{L_1}{r_1} \le 0.4\,\lambda_{max} \\ r_1 = r_{min} = r_v = 2.35cm \end{cases} \rightarrow L_1 \le 0.4 \times 99.78 \times 2.35 = 93.79\ cm$$

بنابراین فاصله لقمه‌ها برابر با ۸۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

$$P_u \le \phi A_g F_{cr}$$
$$A_g = 2 \times 27.5 = 55\ cm^2$$
$$\lambda_{max} = 99.78 \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32 \Rightarrow F_{cr} = 1443\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$
$$22.1 \times 10^3\ kg \le 0.9 \times 55 \times\times 1443 = 71428.5\ kg$$

لذا مهاربند در فشار مناسب است. برای کنترل کششی مقطع مهاربند نتیجه می‌شود:

$$\lambda_{max} = 99.78 \le 300$$
$$T_u \le \phi_t F_y A_g\ , \phi_t = 0.9$$
$$16.8 \times 10^3\ kg \le 0.9 \times 2400 \times 55 = 118800\ kg$$

بنابراین مقطع برای کشش نیز مناسب است.

گام ۵- طراحی تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ (تیر CD)

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد:

با فرض آنکه فواصل مهار جانبی کم باشد، یعنی $L_b \le L_p$ باشد، داریم:

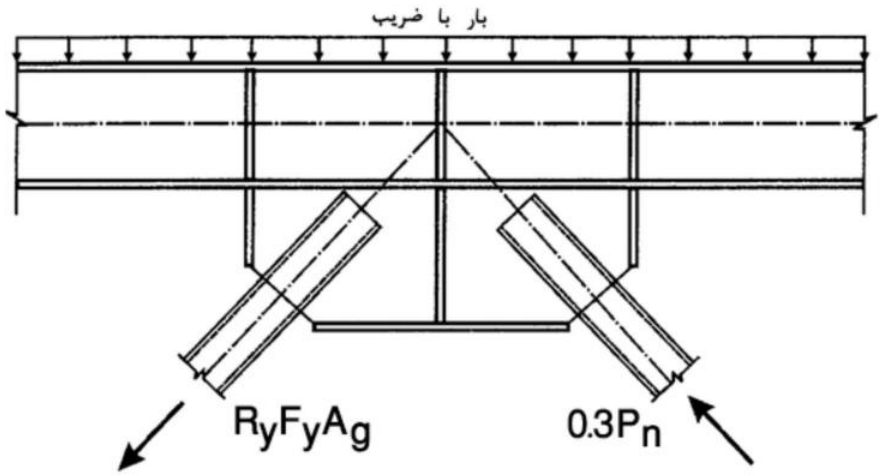
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3.4 \times 4.5^2}{8} = 8.6\ t.m$$
$$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1.5 + 1.6 \times 1 = 3.4\ \frac{ton}{m}$$
$$\phi_b M_n = 0.9\ Z \times 2400 = 2160\ Z$$
$$M_u \le \phi_b M_n \Rightarrow 8.6 \times 10^5 \le 2160\ Z \Rightarrow Z \ge 398.14\ cm^3$$

لذا لنگر پلاستیک موردنیاز برای مقطع تک برابر است با:

$$Z_i \ge \frac{389.1}{2} = 195\ cm^3$$

در نتیجه استفاده از 2IPE20 به‌عنوان مقطع تیر مناسب است.

$$2IPE20: Z = 2Z_i = 2 \times 209.7 = 419.4\ cm^3$$



شکل ۲۵ـ۱۴ نمایش اتصال مهاربند به تیر در مثال

تیر دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد در نتیجه از تحلیل سیستم فوق نیروی برشی و لنگر خمشی وارد بر تیر محاسبه می‌شود:

$$P_V = \left[R_y F_y A_g - 0.3(1.14P_n)\right] sin\,\theta$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_e}}\right] R_y F_y = \left[0.658^{\frac{1.2\times2400}{2081.77}}\right] \times 1.2 \times 2400 = 1614.05\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_V = [1.2 \times 2400 \times 55 - 0.3 \times (1.14 \times 55 \times 1614.05)]\ sin\,60.64 = 111593.8\ kg$$

با تجزیه نیروهای فوق در راستای قائم مقدار برش و لنگر برابر خواهد شد با:

$$V_u = 0.5(P_V + q_u L) = 0.5(111.6 + 3.4 \times 4.5) = 65.49\ ton$$

$$M_u = 0.5(P_V + q_u L)\frac{L}{2} - (0.125 q_u L^2) = 65.49 \times 2.25 - (0.125 \times 3.4 \times 4.5^2)$$

$$M_u = 138.74\ t.m$$

$$\phi_b M_n = 0.9\ Z \times 2400 = 2160\ Z$$

$$M_u \le \phi_b M_n \Rightarrow 138.74 \times 10^5 \le 2160\ Z$$

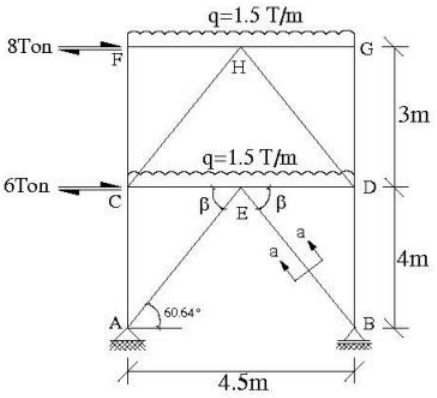
$$\Rightarrow Z \ge 6423.15 cm^3 \Rightarrow 2IPE60 + 2PL35 \times 1.5$$

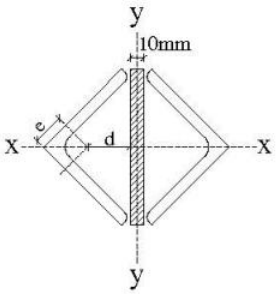
برش نیز کنترل می‌شود.

همان گونه که ملاحظه می‌شود اعمال این ضابطه باعث می‌گردد که مقطع تیر بسیار بزرگ محاسبه گردد.

مثال ۱۴-۴

چنانچه قاب شکل زیر قاب همگرای معمولی باشد، سیستم مهاربندی همگرای طبقه پایین را از مقطع زوج نبشی طرح کنید.





شکل ۲۶ ـ ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

حل مسئله با شکل‌پذیر معمولی

۱ ـ نیاز به فشرده لرزه‌ای بودن مقطع مهاربند نمی‌باشد.

۲ ـ می‌توان مهار را به‌صورت کششی طرح نمود.

حل این مثال به خوانندگان واگذار می‌شود.

مثال ۱۴-۵

قاب ساده با مهاربند همگرای ویژه (هشتی) با مشخصات زیر مفروض است:

سازه مربوط به منزل مسکونی واقع در شهر تهران است.

سازه دارای شش سقف بوده با ارتفاع هر طبقه ۴ متر بوده و نیروی جانبی وارد بر سقف‌ها برابر ۱۰،۲۰،۳۰،۴۰،۵۰،۶۰ تن (بیشترین نیرو برای بالاترین طبقه) محاسبه گردیده است.

پلان به‌صورت مستطیل با ابعاد ۱۰×۸ متر بوده و دارای ستون میانی نمی‌باشد، در نتیجه عرض دهانه مهاربند ۸ متر و عرض بارگیر تیر مهاربند ۵ متر می‌باشد.

مقطع مهاربند پایین ترین طبقه 2UNP20 رو در رو (قوطی شکل) می‌باشد.

جهت تعیین ضریب نامعینی، سیستم مقاوم جانبی سازه دارای نامعینی کافی نمی‌باشد.

مطلوب است:

الف) محاسبه بار وارد شده به قاب محور ۱ در هر طبقه، ناشی از بارهای مرده، زنده و جانبی

ب) محاسبه نیروی برشی اعمال شده به قاب محور ۱ در پائین‌ترین طبقه

پ) محاسبه نیروی محوری ناشی از بار مرده، زنده و جانبی مهاربندهای پائین‌ترین طبقه

ت) محاسبه نیروی طراحی کششی و فشاری مهاربند پائین‌ترین طبقه

ث) در ادامه نیروی طراحی مهاربند در فشار ۱۰۰ تن و در کشش ۸۵ تن فرض شود.

ج) کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع مهاربند

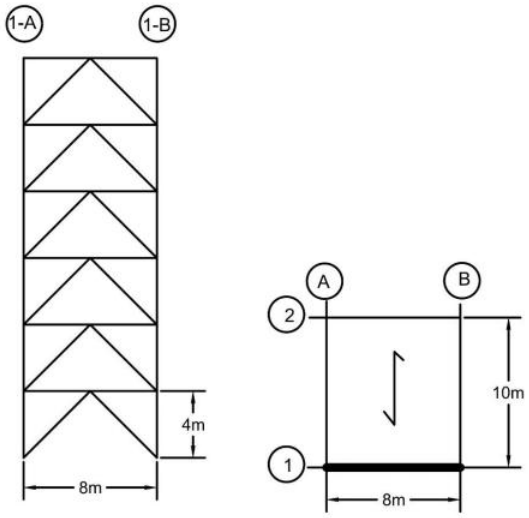
چ) کنترل لاغری مهاربند

ح) کنترل مقاومت فشاری مهاربند

خ) کنترل مقاومت کششی مهاربند

د) محاسبه مقدار بارهای متمرکز جهت طراحی تیر

توضیح: از اثرات مرتبه دوم صرف‌نظر می‌شود.



شکل ۲۷ ـ ۱۴ قاب مهاربندی مثال

حل:

$UNP20: d = 20^{cm}, b_f = 7.5^{cm}, t_f = 1.15^{cm}, t_w = 0.85^{cm}, A = 32.2^{cm^2},$
$I_x = 1910^{cm^4}, I_y = 143^{cm^4}, e = 2.01^{cm}$

گام ۱- محاسبه بار وارد شده به قاب محور ۱ در هر طبقه، ناشی از بارهای مرده، زنده و جانبی

$$A = 8m \times \frac{10}{2} m = 40m^2$$
$$F_D = \omega_D \times A = 0.5 \frac{tonf}{m^2} \times 40\ m^2 = 20\ tonf$$
$$F_L = \omega_L \times A = 0.2 \frac{tonf}{m^2} \times 40\ m^2 = 8\ tonf$$
$$F_E = \frac{1}{2} F_i = \frac{10,20,30,40,50,60}{2}\ tonf = 5,10,15,20,25,30\ tonf$$

گام ۲- نیروی برشی اعمال شده به قاب محور ۱ در پائین‌ترین طبقه

$$V_{total} = 10 + 20 + 30 + 40 + 50 + 60 = (10 + 60) * 3 = 210^{tonf}$$
$$V_{frame1} = \frac{1}{2} V_{total} = \frac{210}{2} = 105^{tonf}$$

گام ۳- محاسبه نیروی محوری ناشی از بار مرده، زنده و جانبی در هر عضو مهاربند پائین‌ترین طبقه

$$P_D = \frac{1}{2}\frac{F_D}{sin(\theta)} = \frac{1}{2} \times \frac{20}{0.707} = 14.14\ tonf$$
$$P_L = \frac{1}{2}\frac{F_L}{sin(\theta)} = \frac{1}{2} \times \frac{8}{0.707} = 5.66\ tonf$$
$$P_E = \frac{1}{2}\frac{V_{frame1}}{cos(\theta)} = \frac{1}{2} * \frac{105}{0.707} = 74.25\ tonf$$

گام ۴- محاسبه نیروی طراحی کششی و فشاری مهاربند

مؤلفه قائم زلزله به مقدار $0.6AI$ منظور گردد ⟵ سازه در پهنه خطر نسبی زیاد

$$\omega_L = 200 < 500\frac{Kgf}{m^2} \rightarrow "0.5"L$$
$$\rho = 1.2$$
$$P_u^+ \rightarrow (1.2 + 0.6AI)D + \rho E + 0.5^{(*)}L + 0.2S$$
$$P_u^+ = 1.41 * 14.14\ tonf + 1.2 * 74.25\ tonf + 0.5 * 5.66\ tonf + 0$$
$$P_u^+ = 111.87\ tonf$$
$$P_u^- \rightarrow (0.9 - 0.6AI)D + \rho E$$
$$P_u^- = 0.69 * 14.14\ tonf + 1.2(-74.25\ tonf) = -79.34\ tonf$$

سهم مهاربند کششی ٪ ۵۰ برش قاب است که بین ٪ ۳۰ و ٪ ۷۰ می‌باشد.

گام ۵- کنترل فشردگی مقطع

در مهار همگرای ویژه، مقاطع باید فشرده لرزه‌ای باشند.

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{7.5}{1.15} = 6.52 < \lambda_{hd} = 0.3\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 8.7$$
$$\frac{h}{t_w} = \frac{20-2\times1.15}{0.85} = 20.8 \nleq 0.55\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 16.04 \rightarrow not\ OK$$

مقطع فشرده لرزه‌ای نمی‌باشد.

گام ۶- کنترل لاغری مهاربند

$$2UNP200 - BOX:$$
$$r_x = r_{x0} = \sqrt{\frac{I_{x0}}{A_0}} = \sqrt{\frac{1910}{32.2}} = 7.7^{cm}$$
$$r_y = \sqrt{\frac{I_{y0}}{A_0} + \left(b_f - e\right)^2} = \sqrt{\frac{143}{32.2} + (7.5 - 2.01)^2} = 5.88^{cm}$$
$$l = 4^m \times \sqrt{2} = 5.66^m = 566^{cm}$$
$$\lambda = \frac{Kl}{r_{min}} = \frac{1.0*566}{5.88} = 96.3 < 200 \rightarrow O.K.$$

گام ۷- **کنترل مقاومت فشاری مهاربند**

$$\lambda = 96.3 < 4.71\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}} = 137.3$$

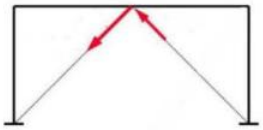
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 * 2.04*10^6}{(96.3)^2} = 2171\frac{Kgf}{cm^2}\ ;\ F_{cr} = 2400 \times 0.658^{\frac{2400}{2171}} = 1511\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$P_u^+ = 111.87\ tonf \nleq \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 1511 * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) = 87.6^{tonf} \rightarrow NOT\ O.K.$$

گام ۸- **کنترل مقاومت کششی مهاربند**

$$P_u^- = |-79.34\ tonf| \leq \phi_t A_g F_y = 0.9 * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) * 2.4\frac{tonf}{cm^2} = 139.1^{tonf} \rightarrow O.K.$$

گام ۹- **محاسبه بارگذاری طراحی تیر مهاربند**



$$2UNP200 \rightarrow R_y = 1.15$$

$$R_y F_y = 1.15 * 2400 = 2760\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$\lambda = 96.3 < 4.71\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2760}} = 128 \rightarrow F_{cre} = 2760 \times 0.658^{\frac{2760}{2171}} = 1621\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$F^t = R_y F_y A_g = 1.15 * 2.4\frac{tonf}{cm^2} * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) = 177.7^{tonf}$$

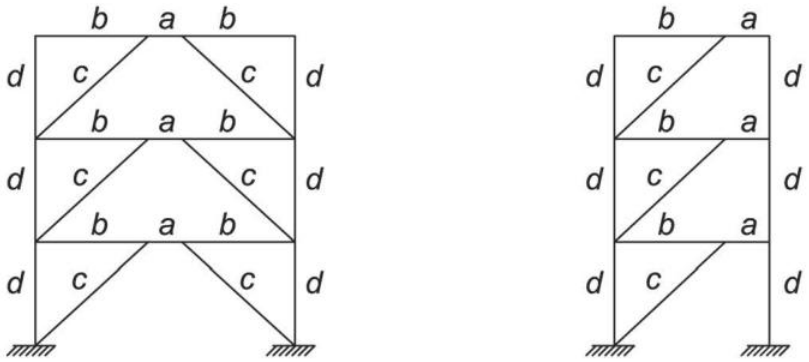
$$F_1^c = 1.14 F_{cre} A_g = 1.14 * 1621 * (2 * 32.2) = 119.0^{tonf}$$

$$F_2^c = 0.3 * 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 F_1^+ = 35.7^{tonf}$$

۱۴-۳ مهاربندی برون مرکز یا واگرا

نتایج تحقیقات مختلف بر رفتارسنجی قاب‌های خمشی فولادی موید این موضوع است که این دسته از سیستم‌های مقاوم جانبی از نظر شکل‌پذیری و قابلیت تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی، از پتانسیل بسیار خوبی برخوردار است. در دسته دیگر، سیستم مهاربندی همگرا دارای سختی قابل‌توجهی است که این پارامتر نقطه مقابل شکل‌پذیری است. بدین‌جهت ایده استفاده از مهاربند واگرا مطرح گردید. ویژگی اصلی این سیستم مهاربندی این موضوع است که این نوع سیستم سازه‌ای دارای تلفیقی از خاصیت شکل‌پذیری و سختی جانبی است. البته این دو پارامتر به‌شدت وابسته به طول تیر پیوند است. تیر پیوند یک پارامتر بسیار مهم می‌باشد که در ادامه تعریف خواهد شد. یکی از دلایل اصلی استفاده از مهاربند واگرا بحث معماری است. در این فرم مهاربندی امکان ایجاد بازشو (درب یا پنجره) وجود دارد؛ بنابراین در وجوه نمای سازه و در طبقات پارکینگ که امکان مانور خودرو یک نیاز ضروری است، استفاده از این مهاربند می‌تواند یک گزینه مناسب قلمداد شود.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان قاب‌های مهاربندی شده واگرا قاب‌هایی هستند که در آنها، مهاربندها در هر دهانه، بافاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر و یا بافاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. در این قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی ــ برشی تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی شده و عملکرد کششی ــ فشاری مهاربندها می‌باشد. در شکل ۲۸ــ۱۴ انواع این قاب‌ها نشان‌داده‌شده است.



شکل ۲۸ــ۱۴ انواع مهاربند واگرا و اجزاء آن

a تیر پیوند

b قسمتی از تیر که خارج ناحیه پیوند است

c مهاربند

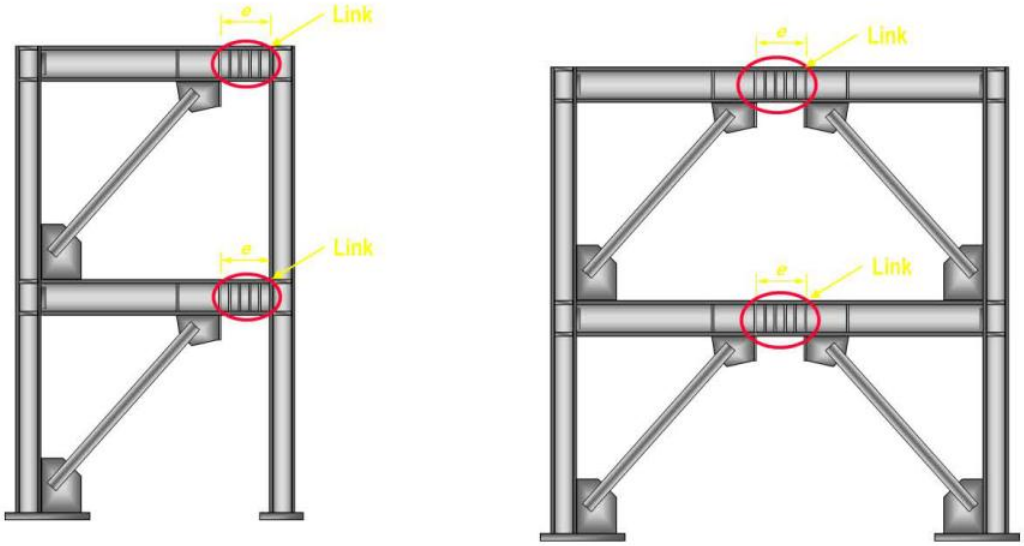
d ستون

e1 تیر پیوند فعال

در این قاب‌ها تیرهای متعلق به دهانه مهاربندی شده به دو ناحیه زیر نام‌گذاری می‌شوند:

الف) ناحیه تیر پیوند: به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربند روی تیر و یا بین نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد. برای طول تیر پیوند اساساً محدودیت خاصی موجود نیست ولی ازآنجاکه رفتار سازه‌ای این تیر وابسته به طول آن است، توصیه می‌شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و به حدود یک‌پنجم طول دهانه تیر محدود گردد.

ب) ناحیه خارج از تیر پیوند: به قسمت یا قسمت‌هایی از تیر که جزء تیر پیوند نیست، اطلاق می‌شود.



ب ـ تیر پیوند کنار الف ـ تیر پیوند وسط

شکل ۲۹ـ۱۴ نمایش تیر پیوند در مهاربند واگرا

سیستم مهاربندی برون مرکز یا واگرا دو ویژگی سختی مناسب جانبی و جذب انرژی بالا را با یکدیگر ترکیب می‌کند. هر پانل این دستگاه سازه‌ای از تیر، ستون‌ها و یک یا دو مهار تشکیل می‌شود. تفاوت این سیستم با مهاربندی هم محور در این است که مهارها به‌صورت برون محور به تیرها متصل می‌گردند. برون محوری اتصال مهاربندی سبب پدیدآمدن لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگ در ناحیه تیر نزدیک به مهار می‌گردد. به‌این‌ترتیب، تنش‌های ناحیه‌ای از تیر وارد محدوده غیرارتجاعی شده و سبب اتلاف انرژی ناشی از زمین‌لرزه می‌شود. این ناحیه از تیر که مانند یک فیوز عمل می‌کند، تیر پیوند نام دارد و در شکل با e مشخص شده است. در واقع اساسی‌ترین معیار طراحی این سیستم، جاری شدن فقط تیر پیوند می‌باشد و دیگر اعضا در حالت الاستیک باقی می‌مانند.

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا انتظار آن است که تیر پیوند قادر به تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحت اثر بار جانبی زلزله باشد، درحالی‌که اعضای قطری مهاربندها، ستون‌ها و ناحیه خارج از تیر پیوند عمدتاً در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. طراحی اعضای این قاب‌ها باید چنان صورت گیرد که این رفتار در آنها تأمین شود.

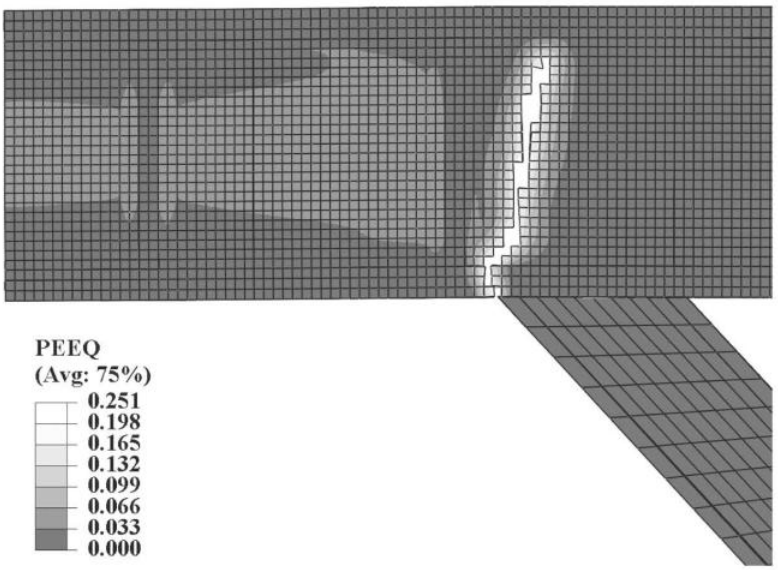
۱۴-۳-۱-۱ محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌های دهانه دارای تیر پیوند

تیرهای دهانه مهاربندی شده در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا، در مواردی که تیر پیوند در ناحیه میانی تیر و دور از ستون‌ها واقع است می‌توانند دارای اتصالات ساده یا گیردار به ستون‌ها باشند، ولی در مواردی که تیر پیوند در مجاورت ستون واقع است باید دارای اتصال صلب به آن ستون باشند. مورد اخیر بدین‌جهت است که هدف ضوابط محدود نمودن دوران تکیه برای جلوگیری از شکل‌گیری مود خرابی خمشی ناشی از دوران قابل‌توجه تکیه‌گاه است تا به‌نوعی امکان ایجاد مود خرابی برشی فراهم آید.

اتصال اعضای قطری به تیرها در این قاب‌ها می‌تواند به‌صورت ساده و یا صلب باشد. در حالت اخیر مهاربندها خود تحت اثر لنگر خمشی علاوه بر نیروی محوری قرار می‌گیرند و باید این اثر در طراحی اعضاء و اتصالات آنها منظور شود. لازم به ذکر است در مهاربندهای واگرا، شکل‌پذیری کم تعریف نمی‌شود و فقط از مهاربند واگرای ویژه نام‌برده می‌شود.

تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} بر اساس محدودیت‌های جدول ۲ـ۱۴ باشد. مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته شده با ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

در تیر پیوند باید از اعمال هرگونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع خودداری گردد. همچنین انجام هرگونه وصله‌کاری در اجزای تیر پیوند در طول آن مجاز نمی‌باشد. جان تیر پیوند باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و هیچ‌گونه بازشویی نباید در آن ایجاد شود. عملیات جوشکاری در این تیر تنها برای اتصال ورق‌های سخت‌کننده مجاز می‌باشد. از دلایل این امر می‌توان به تمرکز تنش برشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند اشاره کرد که در شکل ۳۰ـ۱۴ قابل مشاهده است.



شکل ۳۰ـ۱۴ تمرکز تنش برشی در تیر پیوند

در تیرهای پیوند ساخته شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشه دوطرفه یا جوش شیاری بانفوذ کامل باشد.

مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با λ_{hd} بر اساس جدول ۲ـ۱۴ باشد.

۱۴-۳-۱-۲ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود که هر مهار جانبی بتواند نیروی زیر را تحمل نماید.

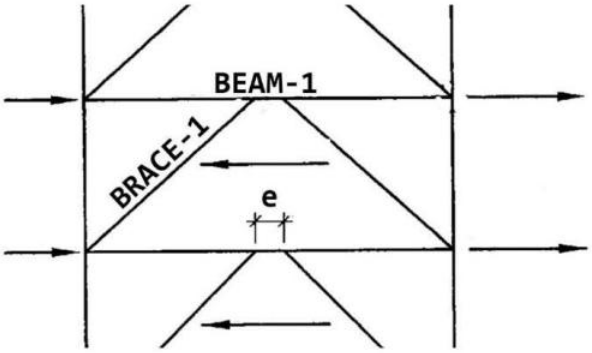
$$P_{bu} = \frac{0.06\, R_y F_y Z_b}{h_0} \qquad ۱۴ـ۹$$

مثال ۱۴-۶

قاب خمشی با مهاربندی واگرا با «اهمیت خیلی زیاد» و در پهنه با «خطر نسبی خیلی زیاد» مدنظر می‌باشد. ضریب نامعینی سازه $\rho = 1.2$ است. تغییرمکان نسبی طبقه از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول برابر $\delta_{xe} = 0.5cm$ و نیروی محوری نهایی برابر $P_u = 11.1ton$ بدست آمده است. دهانه قاب $L = 6m$، ارتفاع طبقات $h = 4m$ و طول تیر پیوند $e = 1.2m$ می‌باشد. مقطع تیر پیوند IPE36 و فولاد مصرفی از نوع ST37 می‌باشد. شکل زیر بیانگر وضعیت تیر پیوند Beam-1 می‌باشد. مطلوب است:

الف ـ کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع تیر پیوند

ب ـ محاسبه نیروی محوری مهار جانبی تیر.



حل:

IPE36
UNP24

گام ۱- کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع تیر پیوند

$$\lambda_{bf} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17.0}{2*1.27} = 6.7 \le \lambda_{hd} = 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.75 \ \ ok$$

$$\lambda_{bw} = \frac{d-2t_f}{t_{bw}} \le ? \ \lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a) \ ; if \ C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \le 0.125 \\ 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \ ; if \ Ca > 0.125 \end{cases}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{11.1^{tonf}}{0.9*1.2*2.4\frac{tonf}{cm^2}*72.7cm^2} = 0.06 < 0.125$$

$$\rightarrow \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}}(1-0.93*0.06) = 68.8$$

$$\lambda_{bw} = \frac{d-2t_f}{t_w} = \frac{36-2*1.27}{0.8} = 41.8 \le \quad \lambda_{hd} = 68.8 \ ok$$

پس شرایط فشردگی لرزه‌ای برای مقطع تیر پیوند برقرار است.

گام ۲- **محاسبه نیروی محوری مهار جانبی تیر پیوند P_{bu}**

$$P_{bu} = \frac{0.06\,R_y F_y Z_b}{h_0} = \frac{0.06*1.2*2.4*973.7}{36-1.27} = 4.84\ tonf$$

۲-۳-۱۴ طراحی تیر پیوند

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تأمین ۱۰ـ۱۴ صورت می‌گیرد.

$$V_u \le \phi_V V_n \qquad \text{۱۴ـ ۱۰}$$

V_u مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند

V_n مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

Φ_v ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰/۹

مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند V_u بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بار متعارف تعیین می‌شود. مقاومت برشی طراحی تیر پیوند (ظرفیت برشی) مساوی $\Phi_v V_n$ می‌باشد که در آن Φ_v ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد.

مقاومت برشی اسمی V_n برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی طبق روابط زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$V_n^{link} = min\left(V_n = \frac{2M_p}{e}, V_p = 0.6F_y A_w \times \alpha_1\right) \qquad \text{۱۴ـ ۱۱}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1; if\ \frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \\ \sqrt{1-(\frac{P_u}{P_c})^2}\ ; if\ \frac{P_u}{P_c} > 0.15 \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۲}$$

$$M_p = \begin{cases} F_y\,Z\ ; if\ \frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \\ F_y\,Z\left(\frac{1-(\frac{P_u}{P_c})}{0.85}\right); if\ \frac{P_u}{P_c} > 0.15 \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۳}$$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

مثال ۱۴-۷

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل بارهای نهایی (ضریب دار) و ظرفیت برشی تیر پیوند را محاسبه نمایید. نتایج تحلیل سازه تیر ارائه شده است. ترکیب بار بحرانی 1.2D+L+E در نظر گرفته شود.

$$P_D = 3.4\ ton, P_L = 2.4\ ton, P_E = 3\ ton, V_D = 1\ ton, V_L = 0.7\ ton, V_E = 40\ ton$$
$$M_D = 2\ ton.m, M_L = 1.3\ ton.m, M_E = 30\ ton.m$$

حل:

گام ۱- محاسبه مقادیر بار نهایی ضریب دار P_u, V_u, M_u

$$0.6AI = 0.6 * 0.35 * 1.4 = 0.294 \cong 0.3$$
$$(1.2 + 0.6AI)D + L + \rho E = 1.5D + L + 1.2E$$
$$P_u = 1.5 * 3.4 + 2.4 + 1.2 * 3 = 11.1\ tonf$$
$$V_u = 1.5 * 1 + 0.7 + 1.2 * 40 = 50.2\ tonf$$
$$M_u = 1.5 * 2 + 1.3 + 1.2 * 30 = 39.3\ tonf.m$$

گام ۲- محاسبه وکنترل ظرفیت برشی مقطع تیر پیوند V_n

$$IPE36: Z_x = 973.7\ cm^3$$
$$e = l_{link} = 1.2m = 120cm$$
$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{11.1}{2.4*72.7} = 0.063 \le 0.15 \rightarrow ignore\ axial\ load \rightarrow V_p = 0.6F_yA_w$$
$$\rightarrow V_p = 0.6 * 2.4 * 33.46 = 48.2\ tonf$$
$$A_w = \left(d_b - 2t_{fb}\right) t_{wb} = (36 - 2 * 1.27) * 0.8 = 33.46\ cm^2$$
$$\frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \rightarrow ignore\ axial\ load \rightarrow M_p = Z_x\ F_y = 973.7 * 2.4 = 2337\ tonf.cm$$
$$V_n^{link} = min\left(\frac{2M_p}{e}, V_p\right) = min\left(\frac{2*2337}{1.2*10^2}, 48.2\right) = 38.95 \cong 39.0\ tonf$$
$$V_u = 50.2\ tonf \not\le \phi_v V_n = 0.9 * 39.0 = 35.1\ ton \rightarrow NOT\ OK$$

۱۴-۳-۲-۲ طول تیر پیوند

رفتار فرا ارتجاعی تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات مقطع آن به لحاظ مقاومتهای برشی و خمشی دارد. در تیرهای پیوندی که دارای شرایط $\frac{P_u}{P_c} > 0.15$ باشند، نیروی محوری تیر پیوند قابل چشم‌پوشی نیست و طول تیر پیوند باید ضوابط زیر را برآورده نمایند. درصورتی‌که $\rho' \le 0.5$ باشد، $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}$ و درصورتی‌که $\rho' > 0.5$ باشد $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}(1.15 - 0.3\rho')$ باشد. در این روابط $\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c}$ می‌باشد.

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{P_u}{F_yA_g}<>^{?}0.15\rightarrow\begin{cases}\frac{P_u}{P_c}\le 0.15\rightarrow ignore\\ \frac{P_u}{P_c}>0.15\rightarrow\begin{cases}\rho'=\frac{\frac{P_u}{P_c}}{\frac{V_u}{V_c}}\le 0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}\\ \rho'>0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho')\end{cases}\end{cases}$$ ۱۴ـ ۱۴

V_u = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

V_c = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $۰/۶F_yA_{lw}$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان (یا جان‌ها) مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

از طرفی نظر به اینکه از تیر پیوند در رفتار برشی انتظار شکل‌پذیری بیشتری می‌رود، توصیه می‌شود طول تیر پیوند طوری انتخاب گردد که این رفتار حاکم شود.

مثال ۱۴-۸

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل ضوابط طول تیر پیوند راکنترل نمایید.

حل ـ کنترل ضوابط طول تیر پیوند

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{P_u}{F_yA_g}<>^{?}0.15\rightarrow\begin{cases}\frac{P_u}{P_c}\le 0.15\rightarrow ignore\\ \frac{P_u}{P_c}>0.15\rightarrow\begin{cases}\rho'=\frac{\frac{P_u}{P_c}}{\frac{V_u}{V_c}}\le 0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}\\ \rho'>0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho')\end{cases}\end{cases}$$

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{11.1}{2.4*72.7}=0.064<0.15\rightarrow ignore$$

۱۴-۳-۲-۳ دوران تیر پیوند

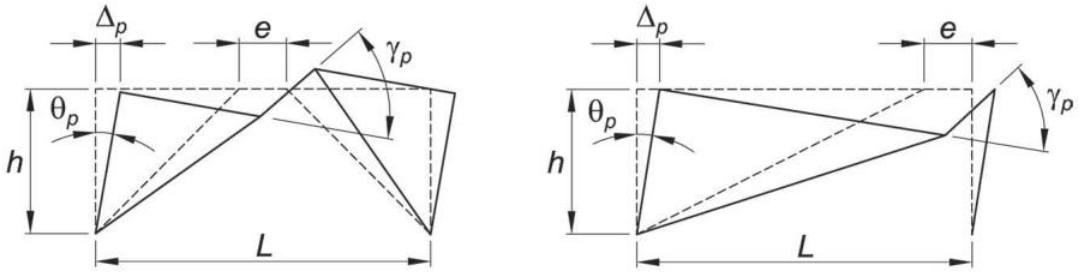
حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، وقتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه δ_i مساوی تغییرمکان جانبی نسبی طرح Δ فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید. تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی تعیین می‌شود. در مواردی‌که طول پیوند $e\le\frac{1.6M_P}{V_P}$ باشد حداکثر دوران مجاز برابر با ۰/۰۸ رادیان است. در مواردی‌که طول تیر

پیوند $e \geq \frac{2.6M_P}{V_P}$ باشد حداکثر دوران مجاز برابر با ۰/۰۲ رادیان است و برای مقادیر e بین دو مقدار فوق، γ_p را باید با درون‌یابی خطی تعیین نمود.

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X \leq 1.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.08\,rad \\ 1.6 < X < 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX}\ from\ interpolation \\ X \geq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.02\,rad \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۵}$$

γ_p دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن

γ_p برای حالات مختلف در شکل ۱۴ـ۳۱ نشان‌داده‌شده است. نکته مهم اینکه دوران موجود در تیر پیوند می‌بایست از ظرفیت دوران تیر پیوند γ'_p کمتر باشد.



شکل ۱۴ـ۳۱ زاویه دوران تیر پیوند γ_p

L	طول دهانه
h	ارتفاع طبقه
Δ_p	تغییرمکان نسبی (دریفت) پلاستیک طبقه
θ_p	دریفت زاویه‌ای پلاستیک طبقه (رادیان) برابر $\theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$
γ_p	زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند (رادیان)

دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن γ_p در حالتی که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۴ـ۳۱ استخراج نمود.

مثال ۱۴-۹

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل دوران تیر پیوند را محاسبه و با مقدار مجاز کنترل نمایید.

حل ـ کنترل زاویه چرخش پلاستیک تیر پیوند γ_p

$$\Delta_p = C_d \times \delta_{xe} = 4 * 0.5cm = 2cm$$

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h} = \frac{2}{400} = 0.005\,rad$$

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X \leq 1.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.08\ rad \\ \gamma_p^{MAX} = 0.08 - \frac{X-1.6}{2.6-1.6} \times 0.06 = 0.176 - 0.06X \\ X \geq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.02\ rad \end{cases}$$

$$X = \frac{e\,V_p}{M_p} = \frac{120 \times 48.2}{2337} = 2.47$$

$$1.6 \leq X = 2.47 \leq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.176 - 0.06 \times 2.47 = 0.0278\ rad$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \times \theta_p = \frac{6.0}{1.2} * 0.005 = 0.025$$

$$\gamma_p = 0.025 \leq \gamma_p^{MAX} = 0.0278 \rightarrow OK$$

۱۴-۳-۲-۴ اتصالات تیرهای پیوند به ستون

برای اتصال تیر پیوند به ستون نیز رعایت ضوابط زیر پیشنهاد شده است:

اتصال تیر پیوند کناری به ستون، باید به‌صورت صلب باشد. این اتصال باید توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت داشته باشد. برای این منظور، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه صورت گیرد. نیروی برشی لازم در چشمه اتصال باید با استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.

مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر $R_y V_n$ باشد که V_n طبق قسمت ۱۴ـ۱ـ۳ـ۱ تعیین می‌شود. R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم فولاد تیر پیوند است.

مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار M_p و $\frac{eV_n}{2}$ در نظر گرفته شود

$$M_u = min\begin{cases} M_P \\ \frac{eV_n}{2} \end{cases}$$ ۱۴ـ۱۶

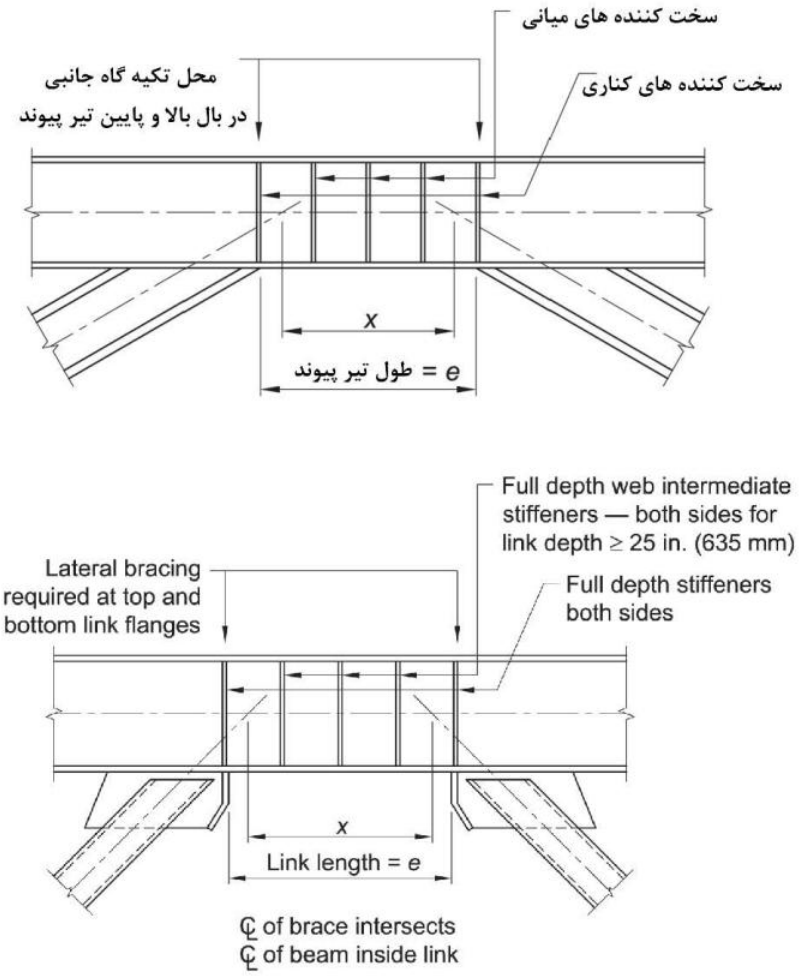
M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

e طول تیر پیوند

۱۴-۳-۲-۵ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید بر اساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند. شمای کلی سخت‌کننده‌های تیر پیوند در شکل ۱۴ـ۳۲ نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۳۲ـ۱۴ جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی

۱۴-۳-۲-۶ سخت‌کننده انتهایی تیر پیوند I شکل

سخت‌کننده انتهایی، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش‌بینی می‌شود. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای سخت‌کننده (b_s) نباید از $\frac{b_f}{2} - t_w$ و ضخامت سخت‌کننده (t_s) نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلیمتر، کمتر اختیار شود. b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است.

$$b_s \geq \frac{b_f}{2} - t_w$$
$$t_s \geq max\begin{cases}0.75\,t_w \\ 10\,mm\end{cases}$$

۱۴ـ ۱۷

مثال ۱۴-۱۰

سخت‌کننده انتهایی مهاربند واگرای مثال قبل را طرح نمایید.

حل: طراحی سخت‌کننده انتهایی تیر پیوند

باتوجه‌به بند ۱۰ـ۳ـ۱۲ـ۱۰ـ۱ مبحث دهم، از سخت‌کننده جفت در دو طرف جان در تمام ارتفاع استفاده می‌شود.

$$b_s \geq \frac{b_{bf}}{2} - t_{bw}$$

$$b_s \geq \frac{17}{2} - 0.8 = 7.7cm \rightarrow w_{pl} = 8\ cm$$

$$t_s \geq max\ (0.75t_{bw}, 10^{mm})$$

$$t_{pl} \geq max(0.75 * 0.8^{cm}, 1^{cm}) \rightarrow t_{pl} = 1cm$$

$$h_{pl} = d - 2t_f = 36 - 2 * 1.27 = 33.46\ cm \rightarrow h_{pl} = 33\ cm$$

$$\rightarrow use\ 2 \times PL\ 33 * 8 \times 1\ cm$$

۱۴-۳-۲-۷ سخت‌کننده میانی تیر پیوند I شکل

فاصله سخت‌کننده‌ها d_{st} باید از مقدار مجاز آن D_{st} بیشتر نباشد. بیشترین فاصله مجاز سخت‌کننده‌های میانی بر اساس طول تیر پیوند به حالت‌های زیر تقسیم می‌شود:

الف) برای تیر پیوند با طول $e \leq \frac{1.6M_P}{V_P}$ اگر زاویه دوران ۰٫۰۸ رادیان باشد $D_{st} = 30t_w - \frac{d}{5}$ و اگر زوایه دوران ۰٫۰۲ رادیان باشد $D_{st} = 52t_w - \frac{d}{5}$ می‌باشد. برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین دو مقدار ۰٫۰۸ و ۰٫۰۲ رادیان می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X<1.6 \rightarrow I: \begin{cases} \gamma_p = 0.08 \rightarrow d_{st} \leq 30t_w - \frac{d}{5} \\ d_{st} \rightarrow interpolation \\ \gamma_p = 0.02 \rightarrow d_{st} \leq 52t_w - \frac{d}{5} \end{cases} \\ II: 2.6 \leq X \leq 5 \rightarrow d_{st} \leq 1.5b_f \\ III: 1.6 \leq X \leq 2.6 \rightarrow d_{st} \leq min\ (I,II) \\ IV: X>5 \rightarrow ignore \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۸}$$

ب) اگر طول تیر پیوند $\frac{2.6M_P}{V_P} \leq e \leq \frac{5M_P}{V_P}$ باشد: بایستی یک سخت‌کننده به فاصله $1.5b_f$ در هر یک از دو انتهای تیر پیوند تعبیه نمود.

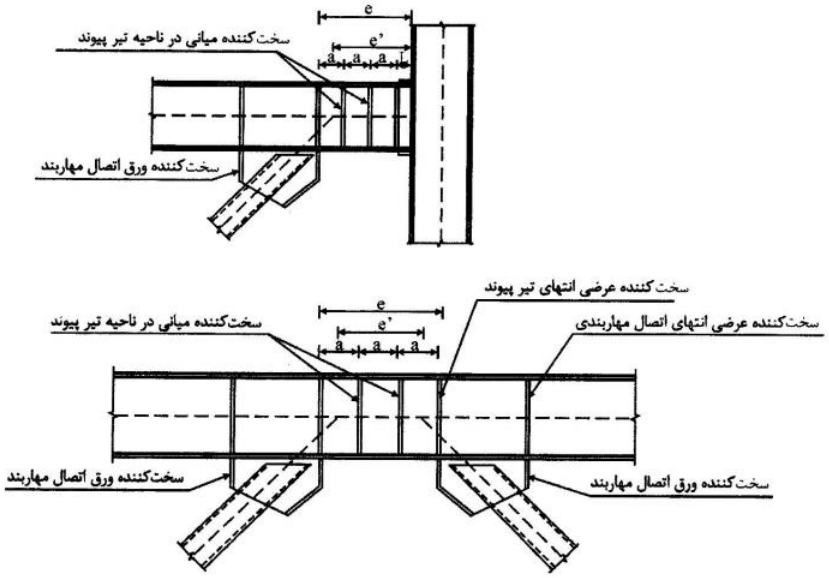
پ) اگر طول تیر پیوند $\frac{1.6M_P}{V_P} \leq e \leq \frac{2.6M_P}{V_P}$ باشد: سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط الف و ب در فوق را تأمین نمایند.

ت) اگر طول تیر پیوند $e \geq \frac{5M_P}{V_P}$ باشد: تعبیه سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

سخت‌کننده‌های موردنیاز باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند، این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلیمتر و بیشتر باید به‌صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلیمتر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به‌صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد. سایر مشخصات این سخت‌کننده‌ها مشابه سخت‌کننده‌های انتهایی است.

۱۴-۳-۲-۸ اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند I شکل

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان حداقل باید برابر با $F_y A_{st}$ باشد، مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با $0.25F_y A_{st}$ باشد. A_{st} سطح مقطع عرضی هر یک از سخت‌کننده‌ها است. جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی در شکل ۳۳ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳۳ـ۱۴ جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی

مثال ۱۴-۱۱

سخت‌کننده میانی مهاربند مثال قبل را طرح نمایید.

حل

طراحی سخت‌کننده میانی تیر پیوند

باتوجه‌به بند ۱۰ـ۳ـ۱۲ـ۱۰ـ۱ مبحث دهم داریم:

$$e = X^? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X<1.6 \rightarrow I: \begin{cases} \gamma_p = 0.08 \rightarrow d_{st} \le 30 t_w - \frac{d}{5} \\ d_{st} \le \left(\frac{0.08-\gamma_p}{0.08-0.02} \times 22 + 30\right) t_w - \frac{d}{5} = (51.33 - 366.7\gamma_p) t_w - \frac{d}{5} \\ \gamma_p = 0.02 \rightarrow d_{st} \le 52 t_w - \frac{d}{5} \end{cases} \\ 1.6 \le X \le 2.6 \rightarrow d_{st} \le min\ (I, II) \\ 2.6 \le X \le 5 \rightarrow d_{st} \le 1.5 b_f \\ X>5 \rightarrow ignore \end{cases}$$

$$1.6 \le X = 2.48 \le 2.6 \rightarrow d_{st} \le$$

$$min\begin{cases}\left(\frac{0.08-0.025}{0.08-0.02}\times 22+30\right)t_w - \frac{d}{5} = 50.17*0.8-\frac{36}{5} = 32.9cm\\ 1.5b_f = 1.5*17 = 25.5cm\end{cases}$$

$$\rightarrow d_{st} = 20cm$$

$$w_{pl} \ge \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{17}{2} - 0.8 = 7.7cm \rightarrow w_{pl} = 8cm$$

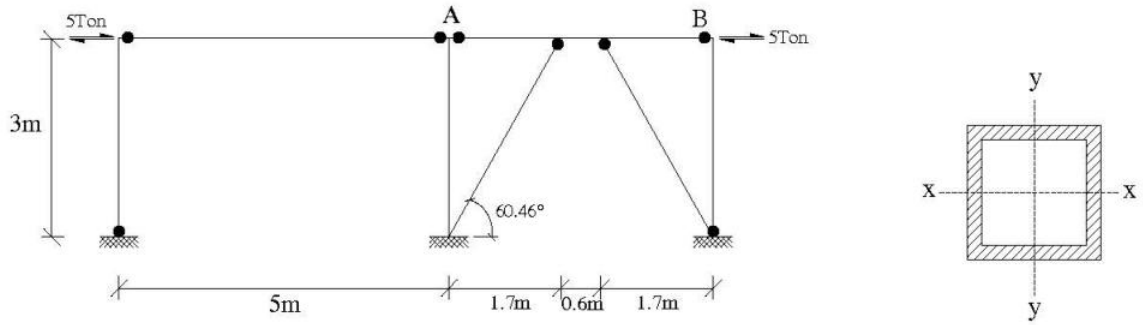
$$t_{pl} \ge max\begin{cases} t_w \\ 10\ mm\end{cases} \rightarrow t_{pl} = 10\ mm$$

$$h_{pl} = d - 2t_f = 36 - 2*1.27 = 33.46\ cm \rightarrow h_{pl} = 33\ cm$$

$$\rightarrow use\ PL\ 33*8*1\ @\ 20\ cm$$

مثال ۱۴-۱۲

قاب مهاربندی شده واگرای شکل ۳۴ـ۱۴ موردنظر است. مطلوب است طرح تیر پیوند از پروفیل IPE بگونه‌ای که طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ باشد.



شکل ۳۴ـ۱۴ قاب مثال

حل:

برش در هر مهاربند برابر است با $\frac{V}{2}$ بنابراین نیرو در هر مهاربند عبارتست از :

$$P_u = \frac{V}{2\cos\alpha}$$

به همین ترتیب برش نیروی برشی موجود در تیر پیوند عبارت است از:

$$V_u = \frac{V\sin\alpha}{2\cos\alpha} = \frac{10}{2}\times tan(60.46) = 8.82ton$$

باتوجه‌به اینکه طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ می‌باشد و با فرض نیروی محوری تیر ناچیز و تسلیم برشی در نظر گرفته شود:

$$V_u \le \phi V_n = 0.9\times 0.6F_yA_w \rightarrow A_w \ge \frac{V_u}{0.9\times 0.6F_y} = \frac{8.82\times 10^3}{0.9\times 0.6\times 2400} = 6.80\ cm^2$$

با انتخاب IPE24 نتیجه می‌شود:

$$A_w = (d - 2t_f)t_w = (24 - 2 \times 0.98) \times 0.62 = 13.66cm^2$$

$$IPE24: d = 24, t_w = 0.62, t_f = 0.98, S_x = 324, Z_t = 367, A = 39.1, r_x = 9.97, r_y = 2.69$$

ازآنجاکه برای حدس اولیه پروفیل فرض شد که تسلیم برشی حاکم می‌باشد. حال باید این فرض کنترل گردد. در نتیجه:

$$V_P = 0.6F_yA_w = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w = 19670.4kg$$

$$M_P = F_yZ_b = 2400 \times 367 = 880800kg.cm$$

$$\frac{2M_P}{e} = \frac{2 \times 880800}{60} = 29360kg$$

$$V_P \leq \frac{2M_P}{e} \Rightarrow 19670kg < 29360kg\ ok$$

فرض کنترل کننده بودن تسلیم برشی درست است. در روش تحلیل دستی به دلیل توزیع یکنواخت نیرو بین دو مهاربند همواره نیروی محوری تیر پیوند صفر است.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.15 \rightarrow V_P = 0.6F_yA_w\ , M_P = ZF_y$$

$$\frac{0}{2400 \times 39.1} = 0 \leq 0.15$$

$$\rightarrow V_P = 0.6 \times 2400 \times 13.66 = 19670.4kg$$

$$\rightarrow M_P = 2400 \times 367 = 880800\ kg.cm$$

$$V_n = min\left\{19670.4, \frac{880800 \times 2}{60}\right\} = 19670.4kg$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow 8.82 \times 10^3 \leq 0.9 \times 19670.4kg = 17703kg$$

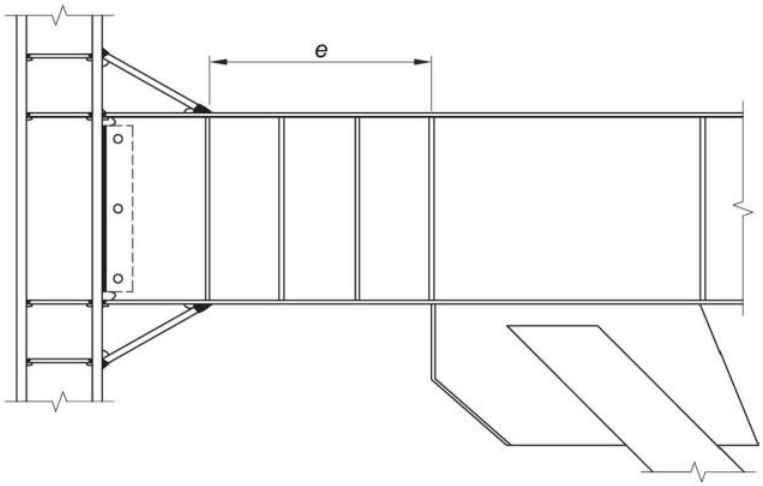
مقطع عضو در ناحیه پیوند می‌بایست دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشد:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.22 \leq 8.75\ ok$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{22.04}{0.62} = 35.55 \leq 44.074\ ok$$

۱۴-۳-۲-۹ تیر پیوند کناری

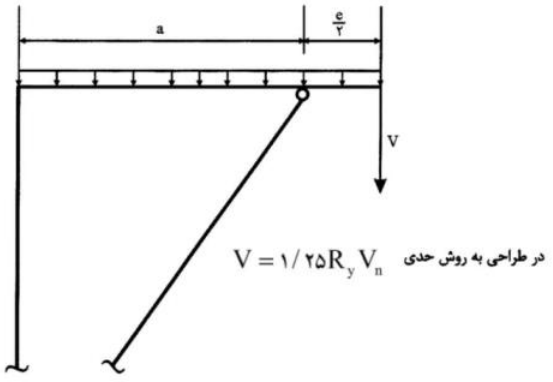
نوعی دیگر از تیر پیوند، تیر پیوند کناری است. نمونه جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون در نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۳۵ـ۱۴ جزئیات اتصال پیوند کناری به ستون

۱۴-۳-۲-۱۰ تیر خارج از ناحیه پیوند

تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف، طراحی شود، با این تفاوت که به‌جای اثر زلزله در این ترکیبات باید شرایطی را منظور کرد که در آن تیر پیوند به حداکثر ظرفیت باربری برشی خود زیر اثر بار جانبی زلزله رسیده باشد. برای این منظور می‌توان این تیر را برای تنش‌های ناشی از بار قائم به‌اضافه تنش‌های ناشی از برشی برابر با $1.25R_yV_n$ که در محل نقطه عطف این تیر قرار داده می‌شود، طراحی نمود. دیاگرام جسم آزاد این نیروها در شکل ۳۶ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳۶ـ۱۴ مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند، مهاربندی و نیروی محوری ستون‌های مهاربند

۱۴-۳-۲-۱۱ طراحی اعضای قطری مهاربند

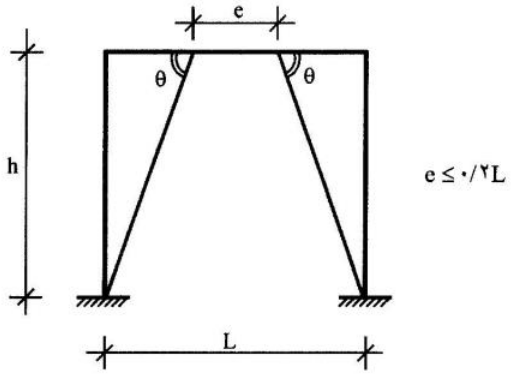
عضو قطری به‌صورت عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل ۳۶ـ۱۴ حاصل می‌شود. لاغری اعضای قطری، نباید از $4.23\sqrt{\frac{E}{F}}$ تجاوز نماید و ضریب طول مؤثر اعضای قطری (K) در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

مقاطع مهاربندها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} باشند.

مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می‌گیرند را برآورده نمایند.

از وصله‌کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به‌صورت اتصال پوششی یا به‌صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تأمین نماید. وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش‌بینی شوند. همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد.

در بعضی از مراجع توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر (θ) مطابق شکل ۱۴ـ۳۷ بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.



شکل ۱۴ـ۳۷ زاویه بین عضو مهاربند و تیر

مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی (در صورت وجود)، بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند عنوان شد، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در شکل ۱۴ـ۳۶ را به‌کار گرفت.

مثال ۱۴-۱۳ ××

در قاب خمشی با مهاربندی واگرا، کنترل کفایت مقطع 2UNP24 (به شکل رو در رو بافاصله میانی 1.5cm) برای مهاربند Brace1 مدنظر است. مقاومت برشی تیر پیوند ۷۲/۳ تن محاسبه گردیده است. نتایج تحلیل سازه مهاربند در جدول ارائه شده است. مطلوب است:

الف) محاسبه بار نهایی طراحی مهاربند V_{ult}

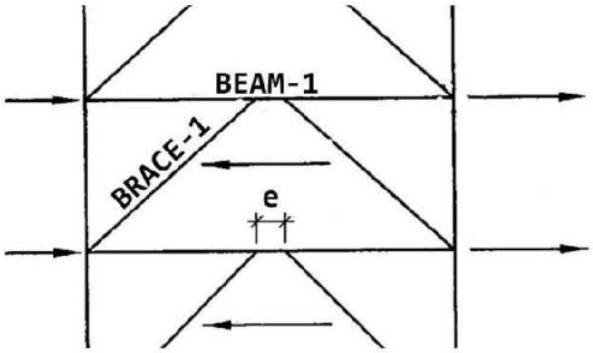
ب) محاسبه ضریب تشدید α

پ) محاسبه بارهای نهایی تشدید یافته P_u, V_u, M_u

ت) کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

ث) کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم

ج) محاسبه و کنترل مقاومت فشاری مهاربند P_u



$\boldsymbol{Brace-1}$:

$\boldsymbol{P_D = 5.5\ ton, P_L = 3.5\ ton, P_E = 60\ ton, V_D = 0.2\ ton, V_L = 0.1\ ton, V_E = 2\ ton}$

$\boldsymbol{M_D = 1\ ton.m, M_L = 1\ ton.m, M_E = 8\ ton.m}$

حل:

گام ۱- **محاسبه بار نهایی طراحی مهاربند V_{ult}**

$$V_{ult}^{link} = \begin{cases} 1.25\ R_y V_n^{link}; I-shape \\ 1.4\ R_y V_n^{link}; box-shape \end{cases}$$

$$V_n^{link} = 72.3\ tonf$$

$$I-shape \rightarrow V_{ult}^{link} = 1.25 * 1.2 * 72.3 = 108.5\ tonf$$

محاسبه بار نهایی مهاربند از نیروی جانبی (زلزله)

گام ۲- **محاسبه ضریب تشدید α**

$$analysis\ table \rightarrow V_E^{link} = 40\ tonf$$

$$M_E^{brace} = 8\ tonf.m$$

$$\alpha = \frac{V_{ult}^{link}}{V_E^{link}} = \frac{108.5}{40} = 2.71$$

گام ۳- **محاسبه بارهای نهایی تشدید یافته P_u, V_u, M_u**

$$0.6\ A\ I = 0.6 * 0.35 * 1.4 = 0.294 \cong 0.3$$

$$(1.2 + 0.6AI)D + L + \alpha E = 1.5D + L + 2.71E$$

$$\alpha M_E^{brace} = 2.71 * 8 = 21.7\ tonf.m$$

$$\alpha P_E^{brace} = 2.71 * 60 = 162.6\ tonf$$

$$\alpha V_E^{brace} = 2.71 * 2 = 5.4\ tonf$$

$$P_u = 1.5 * 5.5 + 3.5 + 2.71 * 60.0 = 174.4\ tonf$$

$$V_u = 1.5 * 0.2 + 0.1 + 2.71 * 2.0 = 5.8\ tonf$$

$$M_u = 1.5 * 1.0 + 1.0 + 2.71 * 8.0 = 24.2\ tonf.m$$

گام ۴- کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} = \frac{8.5}{1.3} = 6.5 \leq^{?} \lambda_{md} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.08\ ok$$

ضابطه فشردگی جان ناودانی مشخص نیست. از ضابطه جان I شکل استفاده می‌شود:

$$\lambda_w = \frac{h-2c}{t_w} = \frac{18.5}{0.95} = 19.5 \leq^{?} \lambda_{md} = 0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.66\ \ not\ good$$

شرایط فشردگی لرزه‌ای برقرار نیست. جهت اصلاح می‌توان از ورق تقویت برای جان ناودانی استفاده نمود.

گام ۵- کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم $P_u = P_{nt} + B_2P_{lt}, M_u = B_1M_{nt} + B_2M_{lt}$

$$L^{brace} = \sqrt{\left(\frac{6-1.2}{2}\right)^2 + 4^2} = 4.66\ m$$

$$M_u = B_1M_{nt} + B_2M_{lt}$$

$$P_u = P_{nt} + B_2P_{lt}$$

$$B_1 = 1\ \&\ B_2 = 1 \rightarrow ignore\ second\ order\ effects$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\frac{0}{24.2} = 0.6$$

× سختی خمشی مقطع مهاربند 8928 محاسبه گردیده است.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1L)^2} = \frac{\pi^2 * 2.04 * 10^6 * 8928}{(1.0 * 4.66 * 10^2)^2} = 827.8\ tonf$$

$$B_1 = max\left(1.0\ , \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{P_{e1}}}\right) = max\left(1.0\ , \frac{0.6}{1-\frac{174.4}{827.8}}\right) = max(1.0\ , 0.76) = 1.0$$

نیازی به کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم نمی‌باشد.

گام ۶- محاسبه وکنترل مقاومت فشاری مهاربند P_u

$$P_u = 174.4^{tonf} \leq^{?} \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 1972^{\frac{kgf}{cm^2}} * 84.6^{cm^2} = 150.1^{tonf}\ not\ ok$$

$$2UNP24\ (box + 15mm): A_g = 2 * 42.3 = 84.6^{cm^2}$$

$$I_y = 2\ I_{y0} + 2A_0 * \left(b_f + \frac{1.5}{2} - e\right)^2 = 4665\ cm^4$$

$$r_x = r_{x0} = 9.22\ cm\ ; r_y = 7.43\ cm \rightarrow r_{min} = 7.43\ cm$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1.0 * 466}{7.43} = 62.7 \leq^{?} 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 119.5\ yes \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{Fe}} \times F_y$$

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{2400}{5121}} * 2400 = 1972\frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.04 * 10^6}{62.7^2} = 5121\frac{kgf}{cm^2}$$

ظرفیت فشاری مهاربند پاسخگوی نیاز فشاری می‌باشد.

۱۴-۳-۲-۱۲ طراحی ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده واگرا

ستون مهاربند به‌عنوان عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل ۳۶ـ۱۴ حاصل می‌شود. دقت شود که در صورت استفاده از اتصالات صلب تیر به ستون، ستون مذکور به‌صورت تیر ـ ستون طراحی می‌شود. این ستون باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشد و بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از پیوند گفته شد طراحی شود.

در انتهای این بخش و پیش از آنکه یک مثال از روند طراحی مهاربند واگرا ارائه گردد، لازم است به طور خلاصه مهم‌ترین مراحل موردنیاز در طراحی این نوع مهاربندها تعریف گردد. روال کلی طراحی مهاربندهای واگرا به شرح زیر است:

مرحله ۱ ـ طراحی تیر پیوند

مرحله ۲ ـ طراحی تیر خارج از پیوند، ستون و عضو مهاری

مرحله ۳ ـ کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار فشردگی

مرحله ۴ ـ کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار لاغری

مرحله ۵ ـ کنترل عضو مهاربند برای مقاومت فشاری و کششی

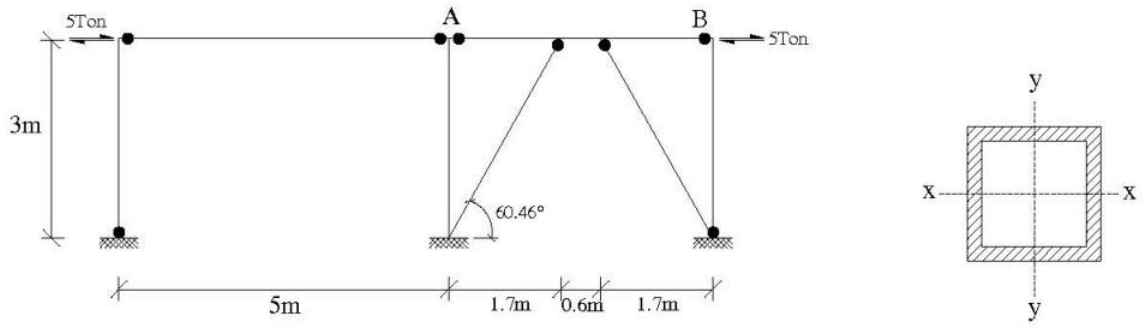
مرحله ۶ ـ تعیین فواصل بین لقمه‌ها در عضو مهاربند

مرحله ۷ ـ کنترل دوران تیر پیوند

مرحله ۸ ـ تعیین تعداد و فواصل سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی

مثال ۱۴-۱۴

در شکل زیر مطلوب است طرح تیر در خارج از ناحیه پیوند از پروفیل IPE.



شکل ۳۸ ـ ۱۴ قاب مثال

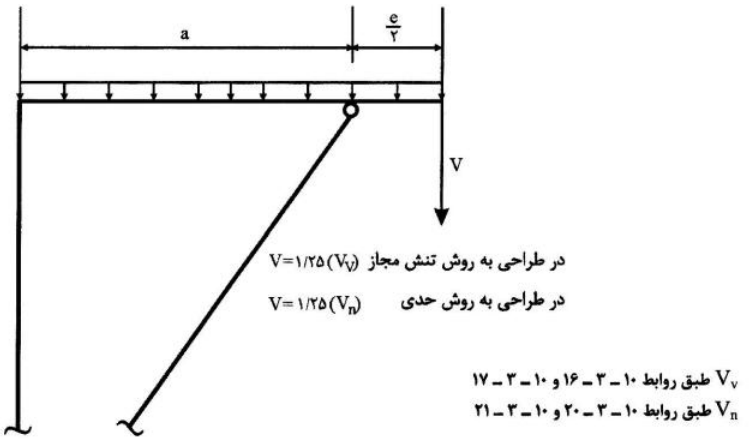
حل:

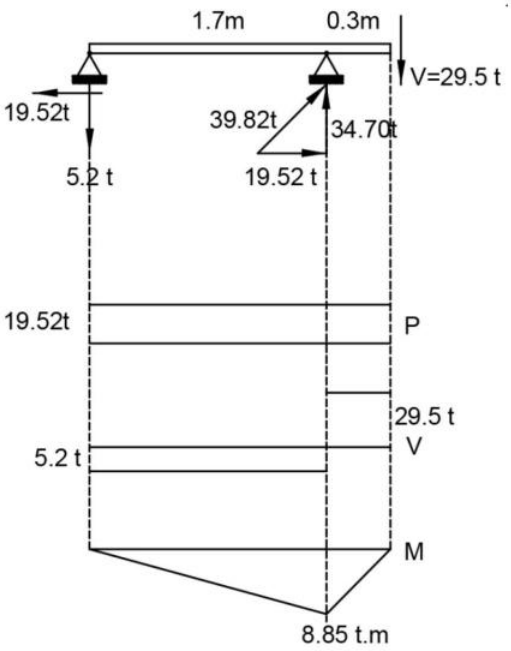
مقطع مهاربند IPE24 بدست آمده بود.

جهت محاسبه نیروهای داخلی تیر در خارج از ناحیه پیوند و محاسبه نیروی وارد به عضو قطری می‌بایست سیستم زیر را تحلیل نمود:

$1.25R_yV_n = 1.25 \times 1.2 \times 19670 = 29505\ kg = 29.5\ ton$

توجه شود در این مثال بار ثقلی وجود نداشته است. اگر بار ثقلی بود، تحلیل تیر خارج از پیوند تحت بارهای ثقلی ضریب دار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورداستفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که باعث ایجاد برشی برابر با $1.25R_yV_n$ می‌شوند، انجام می‌شد.





باتوجه‌به تحلیل سیستم نتیجه می‌شود:

$M = 8.85\ ton.m$

$P = 19.52\ ton$

به دلیل وجود نیروی محوری و لنگر خمشی، لازم است تیر خارج از ناحیه پیوند، مشابه یک تیر ستون طراحی گردد؛ بنابراین باتوجه‌به روابط تیر ستون‌ها نتیجه می‌شود:

محاسبه $\frac{P_u}{P_c}$:

$P_u = 19.52\ ton$

$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$

$IPE24: r_{yi} = 2.60cm$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times 170}{2.60} = 63.2 \Rightarrow F_{cr} = 1978 \ \frac{kg}{cm^2}$$
$$P_c = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 1978 \times 39.1 = 69605.82 \ kg$$
$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{19.52 \times 10^3}{69605.82} = 0.28 \geq 0.2$$

در نتیجه از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

برای محاسبه M_{ux} نتیجه می‌شود:

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

چون قاب مهار شده می‌باشد $M_{1t} = 0$ می‌باشد. B_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$B_1 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}}$$
$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\frac{0}{8.85} = 0.6$$
$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892}{(1 \times 170)^2} = 2791219.7 \ kg$$
$$B_1 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{19.52 \times 10^3}{2791219.7}} = 0.604 \ngeq 1.0 \Longrightarrow B_1 = 1.0$$
$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1 \times 8.85 \times 10^5 + 0 = 885000 \ kg.cm$$

برای محاسبه ظرفیت خمشی اسمی مقطع، ازآنجاکه تیر دارای مقطع فشرده بوده و در تمام طول خود دارای تکیه‌گاه جانبی کافی است، بنابراین ظرفیت خمشی مقطع تنها بر اساس معیار تسلیم محاسبه می‌شود و برابر است با:

$$M_{cx} = \phi_b M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \times 367 \times 2400 = 792720 \ kg.cm$$

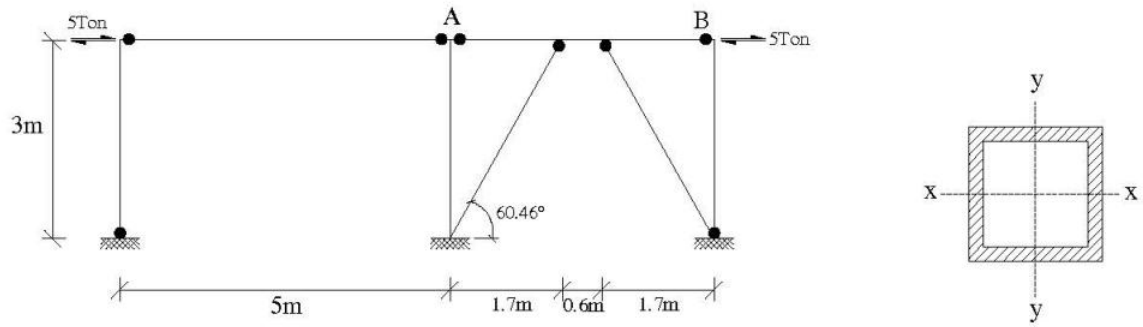
باتوجه‌به رابطه کنترلی:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$
$$\frac{19.52}{69.6} + \frac{8}{9}\left(\frac{8.85}{7.92}\right) = 1.27 \nleq 1.0$$

بنابراین ازآنجاکه مقطع جوابگو نیست کافی است با استفاده از ورق تقویتی در تیر (خارج از پیوند) و محاسبات مجدد به جواب مسئله دست‌یافت.

مثال ۱۴-۱۵

در شکل زیر مطلوب است کنترل دوران تیر پیوند و تعیین فواصل سخت‌کننده‌های میانی.



شکل ۳۹ ـ ۱۴ قاب مثال

حل:

جهت کنترل دوران تیر پیوند و تعیین فواصل سخت‌کننده‌های میانی در آغاز می‌بایست تغییر مکان جانبی سقف را با فرض اینکه تنها مهار در آن اثر داشته باشد تعیین نمود:

× نیروی محوری مهاربند قبلاً محاسبه شده است.

$$\Delta L = \frac{PL}{AE} = \frac{39820 \times 340}{39.1 \times 2.1 \times 10^6} = 0.16$$

$$\Delta = \Delta L \cos\alpha = 0.16 \times cos(60.46) = 0.802cm$$

حال تغییر مکان حداکثر با به‌کاربردن ضریب تشدید تغییر مکان محاسبه شده و زاویه دوران پیوند به دست می‌آید:

$$\Delta_m = C_d\Delta = 4 \times 0.082 = 0.328cm$$

لازم به ذکر است که از جدول ۳ ـ ۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به دست می‌آید. از طرفی دوران ستون طبقه عبارت است از:

$$\theta = \frac{\Delta_m}{h} = \frac{0.328}{300} = 0.0011\,rad$$

در نهایت دوران موجود تیر پیوند برابر است با:

$$\gamma_P = \frac{L}{e} \times \theta = \frac{400}{60} \times 0.0011 = 0.007287\,rad$$

دوران مجاز پیوند باتوجه‌به شرط $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}$:

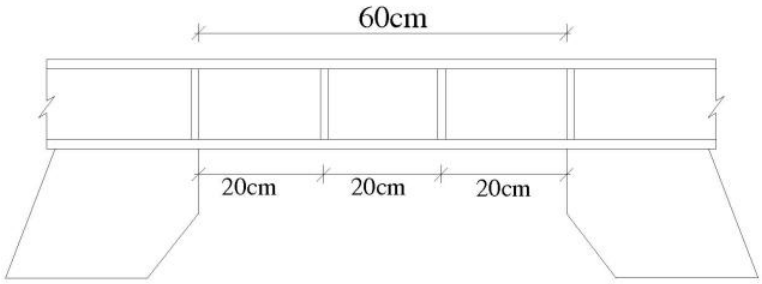
$$\gamma_P = 0.08\,rad$$

برای تیرهای با زاویه دوران کمتر از $\gamma \le 0.02$ فاصله بین سخت‌کننده‌های میانی برابر است با:

$$\gamma \le 0.02\,rad \rightarrow \text{فاصله سخت کننده های میانی} \le \left(52t_w - \frac{d_b}{5}\right) = \left(52 \times 0.62 - \frac{24}{5}\right) = 27.44cm \Longrightarrow$$

$$\text{فاصله سخت‌کننده‌های میانی} = 20cm$$

فواصل سخت‌کننده‌های میانی ۲۰ سانتیمتر فرض می‌شود.



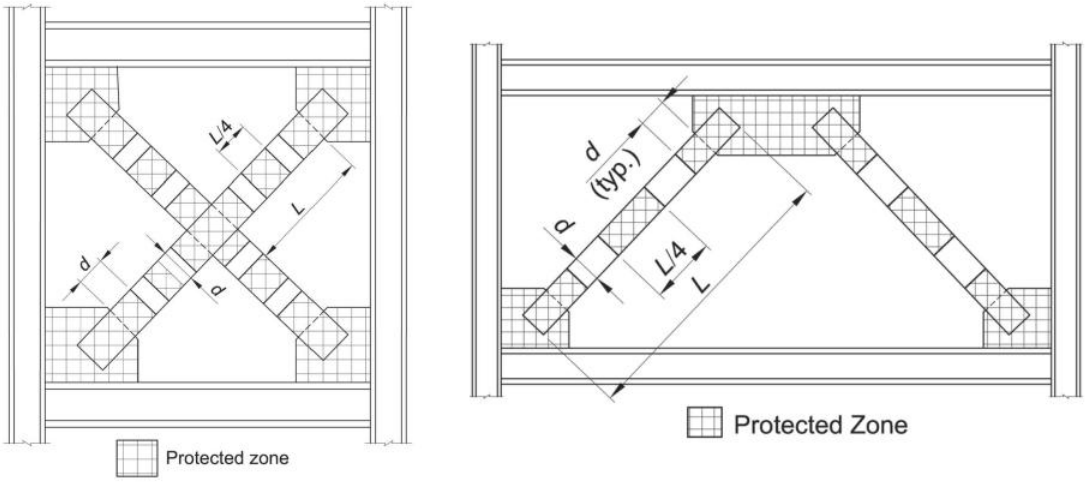
شکل ۴۰ ـ ۱۴ جزئیات اجرای سختکننده‌ها در مثال

۴-۱۴ طراحی اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده

اتصالات مهارها یکی از مهم‌ترین بخش‌های یک سیستم مهار شده است، زیرا اگر این اتصالات در هنگام زلزله نتوانند به‌خوبی مقاومت کنند و در آنها شکست ایجاد شود، باعث ایجاد طبقه نرم می‌شوند؛ بنابراین لازم است در طراحی و اجرای آنها دقت مناسب صورت گیرد.

۱-۴-۱۴ ناحیه حفاظت شده

ناحیه حفاظت شده در مهاربند همگرا در مشاهده می‌شود.



الف) مهاربند شورون Λ ب) مهاربند ضربدری

شکل ۴۱ ـ ۱۴ ناحیه حفاظت شده مهاربند همگرای شورون Λ و ضربدری

۲-۴-۱۴ طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا

انواع اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده عبارت‌اند از:

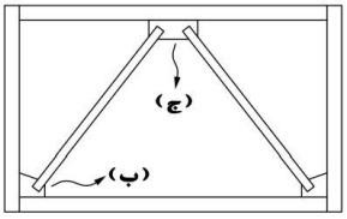
الف) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال

ب) اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

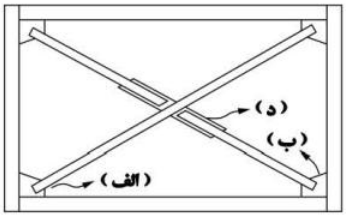
ج) اتصال صفحه اتصال به تیر در مهاربندهای شورون Λ

د) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال میانی

این اتصالات در شکل ۴۲ ـ ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



الف) مهاربند شورون Λ



ب) مهاربند ضربدری

شکل ۴۲ ـ ۱۴ انواع اتصالات در مهاربندهای همگرا

طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا شامل مراحل زیر است:

الف) طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال

ب) طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

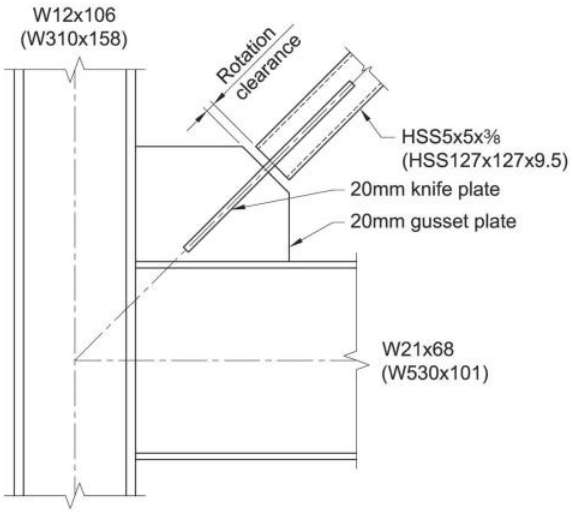
ج) طراحی صفحه اتصال

د) طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال میانی

در ادامه هرکدام از موارد فوق به‌صورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرند:

۱۴-۴-۲-۱ اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال

مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط طراحی اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه و معمولی به شرح ذیل است. نمونه اتصال مهاربند به‌گاست پلیت طرح شده برای دوران مهاربند درون صفحه در شکل ۴۳ ـ ۱۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۴۳ـ۱۴گاست پلیت طراحی شده برای دوران درون صفحه

الف- اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه

- مقاومت کششی موردنیاز:

مقاومت کششی موردنیاز اتصالات مهاربندها برابر با $R_y F_y A_g$

- مقاومت فشاری موردنیاز:

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات مهاربندها برابر $1.1(1.14F_{cre}A_g)$ می‌باشد. F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش است که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده است.

$$F_{cre} = [0.658^{\frac{R_y F_y}{F_e}}]R_y F_y \; if \; \frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$F_{cre} = 0.877F_e \; if \; \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{۱۴ـ ۱۹}$$

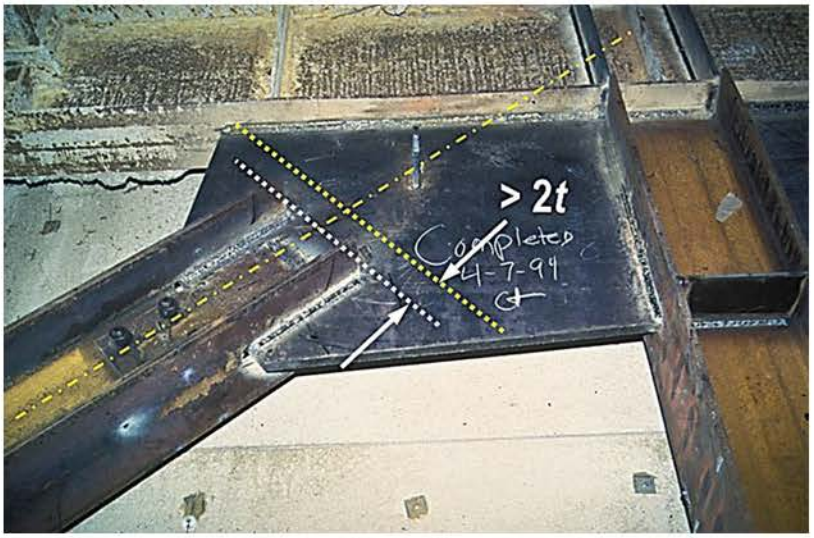
نکته قابل‌توجه اینکه در اتصالات مهاربندی در قاب همگرای ویژه می‌بایست سازگاری کافی با دوران پلاستیک حاصل از تغییر شکل‌های پس از کمانش وجود داشته باشد. برای تأمین این سازگاری دو راه‌حل وجود دارد:

الف ـ اتصال اعضای مهاربندی دارای مقاومت خمشی موردنیاز زیر باشند:

$$M_u = 1.1R_y M_P \qquad \text{۱۴ـ ۲۰}$$

M_p لنگر خمشی پلاستیک عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی

ب ـ شرایط کمانش بحرانی مهاربند در خارج از صفحه مهیا شده و قطع مهاربندی به‌اندازه دو برابر ضخامت ورق اتصال $(2t)$ قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش) انجام پذیرد. در این مبحث رعایت ضابطه تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال الزامی نیست.



شکل ۴۴ـ۱۴ رعایت 2t از خط آزاد خمش

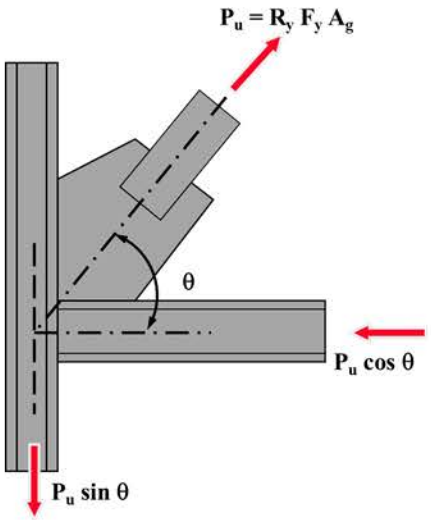
ب- اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای معمولی

مقاومت موردنیاز اتصالات مهاربندها در قاب مهاربندی شده همگرای معمولی برابر حداقل دو مقدار مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی $R_y F_y A_g$ و بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی‌ها می‌باشد.

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند

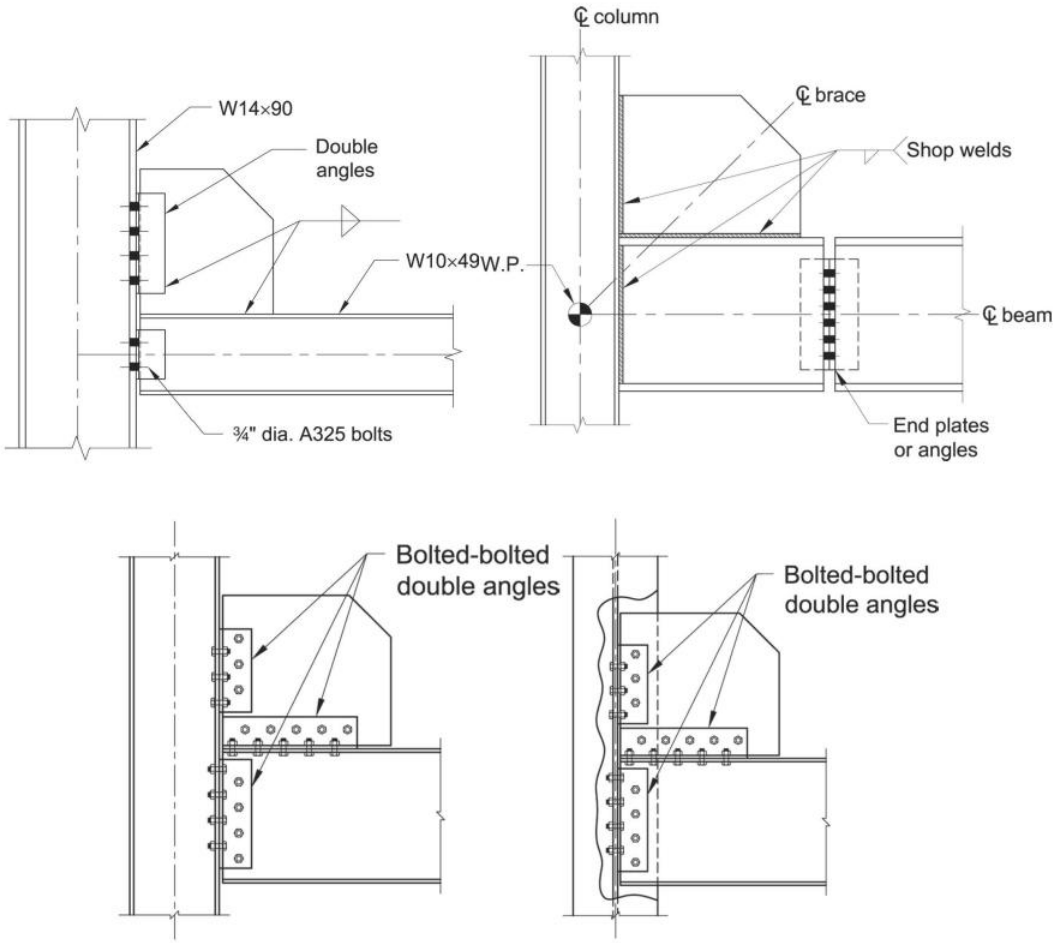
F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند

A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی



شکل ۴۵ـ۱۴ نمایش مقاومت کششی مورد انتظار مهاربند برای طراحی اتصالات

نمونه اتصال تیر به ستون با جزئیات اتصال پیچ و مهرهای و جوشی، در شکل ۴۶ـ۱۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۴۶ـ۱۴ انواع جزئیات اتصال تیر به ستون

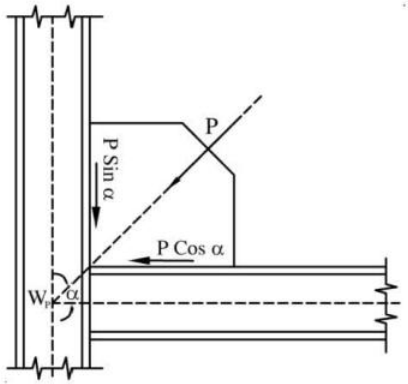
۱۴-۴-۲-۲ طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

طراحی این اتصال در دو نوع مجزا مطرح است:

الف) طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون

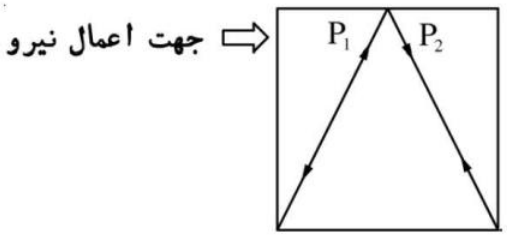
ب) طراحی اتصال صفحه به تیر در مهاربندهای شورون Λ

به‌منظور طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون، ابتدا باید چگونگی توزیع نیروی مهاربند بین تیر و ستون مشخص باشد و سپس طول جوش محاسبه می‌شود. بدین منظور از روش تجزیه معمولی استفاده می‌شود. در این روش نیروی عضو مهاری به دو مؤلفه افقی و عمودی تجزیه می‌شود. این روش در شکل ۴۷ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.

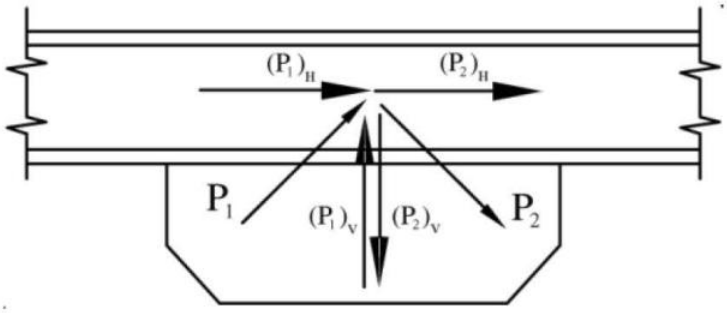


شکل ۴۷ـ۱۴ روش تجزیه معمولی نیروها

بدین ترتیب ابعاد صفحه باتوجه‌به طول جوش‌های موردنیاز تعیین می‌گردد. در مهاربندهای شورون Λ مطابق شکل ۴۸ـ۱۴ـالف یکی از اعضای مهاری به‌کشش و دیگری به فشارکار می‌کند. تجزیه نیروهای فوق در شکل ۴۸ـ۱۴ـب نمایش‌داده‌شده است.



الف) برآیند نیروها در محل اتصال



ب) تجزیه نیروها در محل اتصال

شکل ۴۸ـ۱۴ نمایش نیروها در اتصال صفحه به تیر در مهاربند شورون Λ

پس از تعیین طول اتصال مهاربند با صفحه و طول‌های لازم افقی و قائم جهت اتصال صفحه به تیر و ستون نوبت به طراحی صفحه اتصال می‌رسد.

۱۴-۴-۲-۳ طراحی صفحه اتصال

طراحی صفحه اتصال شامل مراحل زیر است:

الف) کنترل تنش کششی صفحه در عرض مؤثر ویتمور

ب) کمانش ورق اتصال

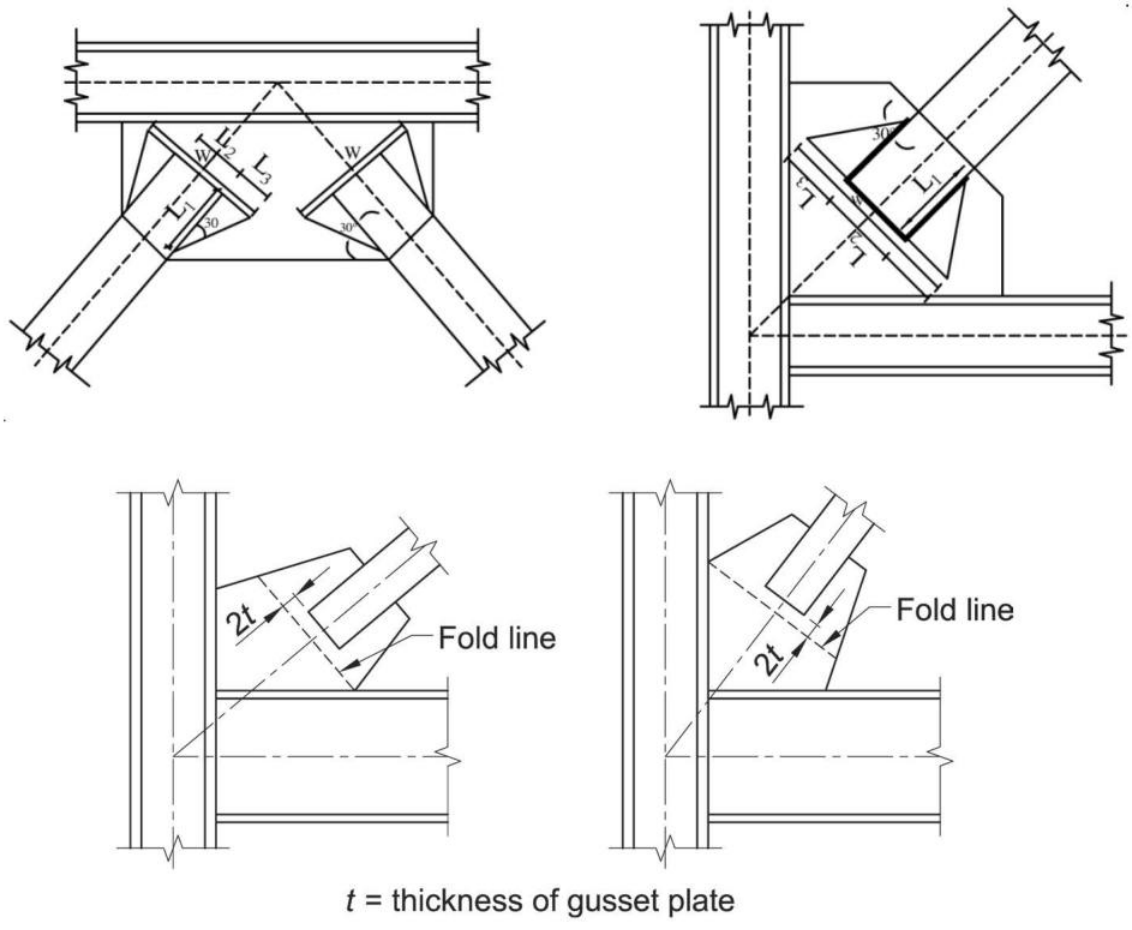
ج) برش قالبی در کشش

د) کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال

در ادامه به شرح مختصری از هر یک از موارد فوق پرداخته می‌شود.

الف- کنترل تنش کششی صفحه در عرض مؤثر ویتمور

عرض مؤثر ویتمور (W) با فرض توزیع نیرو با زاویه ۳۰ درجه نسبت به عضو مهاری، مطابق شکل ۴۹ـ۱۴ بدست می‌آید.



شکل ۴۹ـ۱۴ نمایش عرض مؤثر ویتمور در محل اتصال

مطابق شکل ۴۹ـ۱۴ نتیجه می‌شود:

$$tan\,30 = \frac{L_3}{L_1} \qquad 14\text{ـ}21$$

بنابراین عرض مؤثر ویتمور برابر است با:

$$w = 2L_1\,tan\,30 + L_2 \qquad 14\text{ـ}22$$

مقاومت کششی (P_t) طبق آیین‌نامه ایران در عرض مؤثر ویتمور از ۱۴ـ۲۳ بدست می‌آید که باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

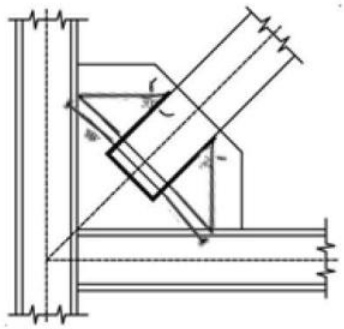
$$P_t = F_y.W.t \qquad \text{۱۴ـ۲۳}$$

P_t مقاومت کششی

t ضخامت صفحه

مقاومت کششی (P_t) باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

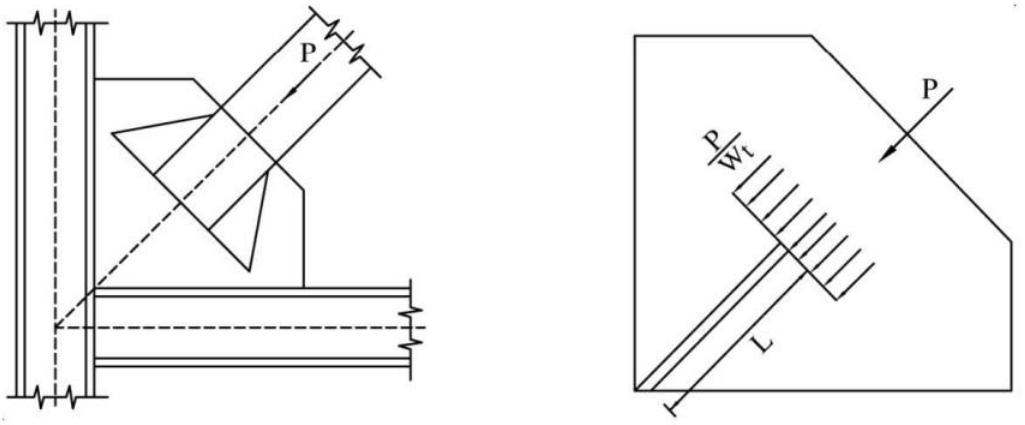
تذکر: عرض مؤثر ویتمور می‌تواند طبق شکل ۱۴ـ۵۰ قبل از انتهای عضو مهاری تشکیل شود.



شکل ۱۴ـ۵۰ تشکیل عرض مؤثر ویتمور قبل از انتهای عضو مهاری

ب- کمانش ورق اتصال

در اثر اعمال نیروی فشاری عضو مهاری، احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض مؤثر ویتمور طبق شکل ۱۴ـ۵۱ وجود دارد.



شکل ۱۴ـ۵۱ احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض مؤثر ویتمور

مقاومت فشاری در این ناحیه مطابق ۱۴ـ۲۴ است که باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

$$P_c = F_{cr}Wt \qquad \text{۱۴ـ۲۴}$$

P_c مقاومت فشاری

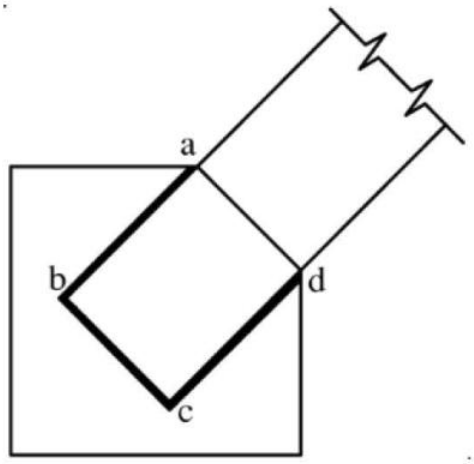
به‌منظور تعیین تنش مجاز فشاری، نواری به عرض واحد بعد از عرض مؤثر ویتمور در نظر گرفته شده و لاغری این ستون فرضی به طول L تعیین می‌شود. ضریب طول مؤثر باتوجه‌به آزمایش‌های انجام شده 1.2 پیشنهاد شده است.

شعاع ژیراسیون این ستون فرضی نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}\times 1\times t^3}{1\times t}} = 0.3t$$ ۱۴ـ۲۵

پ- کنترل برش قالبی در کشش

در اثر کشش موجود در عضو مهاری، ممکن است ورق اتصال از مسیر abcd در شکل ۵۲ـ۱۴ دچار شکست شود.



شکل ۵۲ـ۱۴ نمایش برش قالبی در ورق اتصال مهاربند

در شکل ۵۲ـ۱۴ خطوط ab و cd نمایانگر سطح برش و bc نمایانگر سطح کششی است. چنین شکستی، برش قالبی نامیده می‌شود. ظرفیت برش قالبی باید از مقدار نیروی کششی موجود بیشتر باشد.

$$T \le \phi R_n$$
$$T \le 0.75(U_{bs}F_uA_{nt} + min\,(0.6F_uA_{nv}, 0.6F_yA_{gv}))$$ ۱۴ـ۲۶

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش

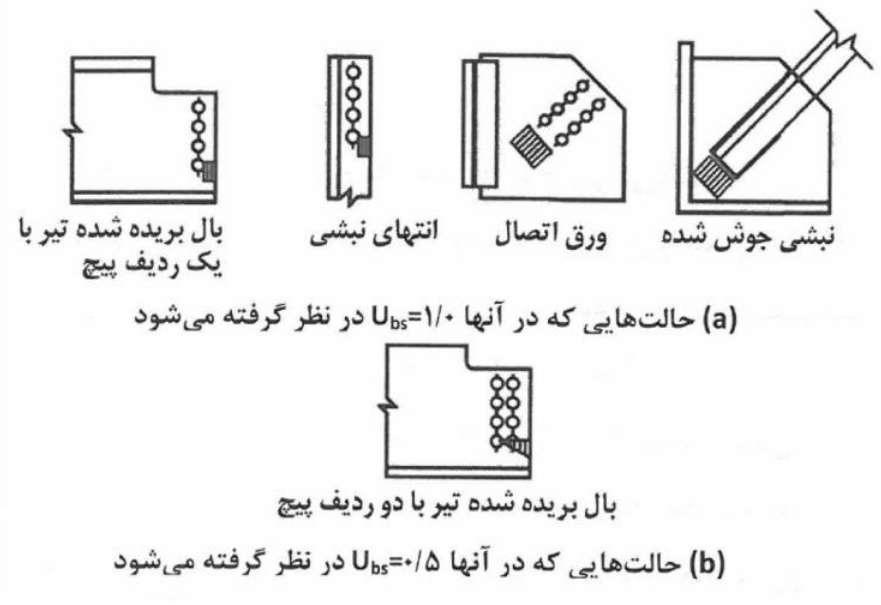
A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش

F_y = تنش تسلیم فولاد

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته



شکل ۵۳ـ۱۴ توزیع تنش‌کششی در برش قالبی

ت- کنترل کمانش لبه آزاد ورق

برای جلوگیری از کمانش لبه آزاد ورق اتصال، رابطه زیر پیشنهاد شده است. طول لبه آزاد صفحه اتصال در شکل ۵۴ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.

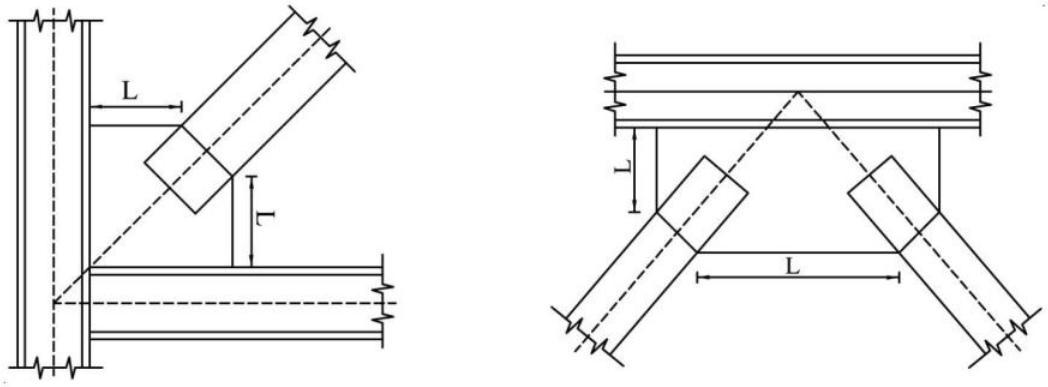
$$\frac{L}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{۱۴ـ۲۷}$$

L طول لبه آزاد

t ضخامت صفحه اتصال

E مدول الاستیسیته فولاد

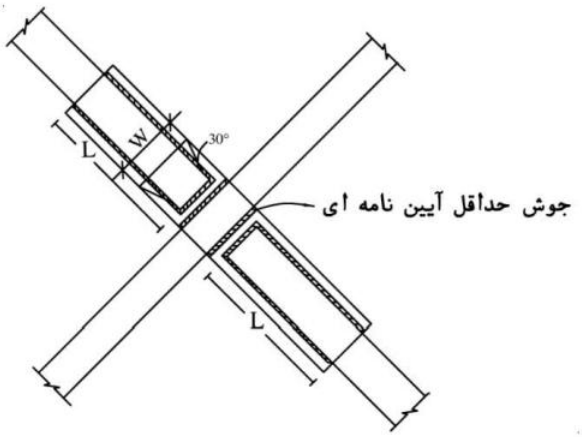
F_y تنش جاری شدن فولاد



شکل ۵۴ـ۱۴ نمایش لبه آزاد در صفحات اتصال

۱۴-۴-۲-۴ طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال میانی

طول جوش موردنیاز برای اتصال عضو مهاری به صفحه میانی همانند طول جوش لازم جهت اتصال عضو مهاری به صفحه کناری تعیین می‌شود. معمولاً صفحه اتصال میانی به عضو مهاری که به‌صورت ممتد می‌باشد، با بعد جوش حداقل آیین‌نامه‌ای متصل می‌شود. جهت کنترل ابعاد صفحه میانی، مطابق شکل ۵۵ـ۱۴ روش ویتمور استفاده می‌شود.

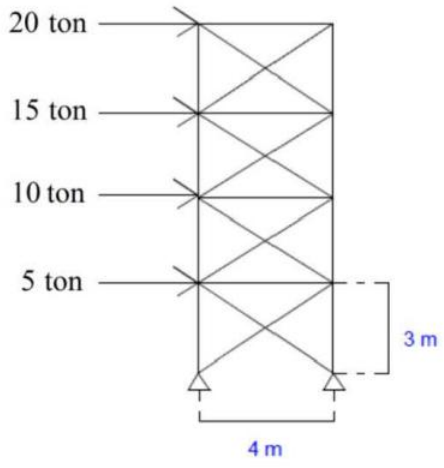


شکل ۵۵ـ۱۴ نمایش طول جوش و عرض مؤثر در صفحه اتصال میانی

مقاومت کششی ورق اتصال میانی از رابطه (۱۴ـ۱۹) تعیین می‌شود. دراین‌رابطه t ضخامت ورق اتصال میانی و W عرض مؤثر ویتمور است که در صفحات اتصال میانی معمولاً برابر عرض ورق اتصال میانی است. بدیهی است که باید مقاومت کششی موجود از نیروهای طراحی بیشتر باشد.

مثال ۱۴-۱۶

در قاب شکل ۵۶ـ۱۴ مقطع مهاربندها 2U16 و مقطع ستون 2IPE27 و مقطع تیر IPE27 می‌باشد. اتصالات مهاربندها در طبقه همکف را با فرض قاب مهاربندی شده همگرای معمولی طراحی نمایید.



شکل ۵۶ـ۱۴ قاب مهاربندی شده مثال

حل:

جهت طرح مهاربند موردنظر، مراحل انجام کار به شرح زیر تقسیم‌بندی می‌گردد:

الف) مشخص نمودن نیروی طراحی اتصالات

ب) طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

پ) طرح اتصال میانی دو مهاربند به هم

ت) طرح اتصال مهاربند به ستون و کف ستون

حل الف) نیروی طراحی اتصالات

گام ۱- مشخص نمودن نیروی طراحی اتصالات

نیروی طراحی اتصالات مهاربند $R_y F_y A_g$ در نظر گرفته می‌شود.

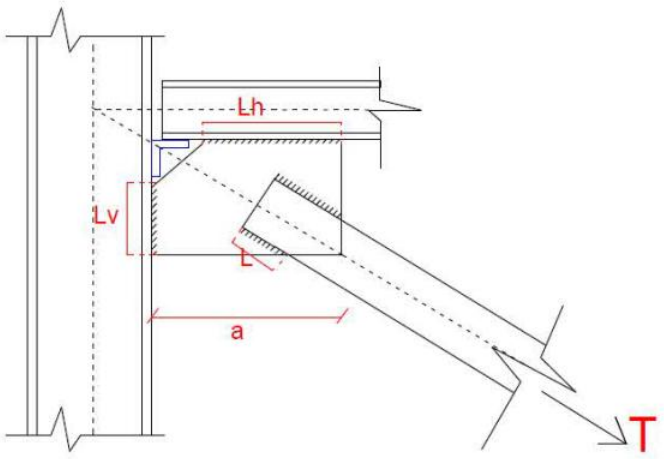
مشخصات فنی $U16$ از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$U16: A = 24cm^2, t_f = 1.05cm, L = 16cm$$
$$R_y = 1.2\ ;\ A_g = 2 \times 24 = 48cm^2$$
$$R_y F_y A_g = 1.2 \times 2400 \times (2 \times 24) = 138240\ kg$$

حل ب) طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

گام ۲- طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

برای ضخامت ورق اتصال باتوجه‌به ضخامت قسمتی از مهاربند که به ورق جوش می‌شود (در اینجا بال جوش می‌شود) برابر $t = 1.2cm$ به‌عنوان حدس اولیه در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۵۷ـ ۱۴ نمایش اتصال مهاربند به تیر و ستون در مثال

گام ۳- تعیین طول اتصال مهاربند بر روی ورق اتصال (L)

این طول باید به‌گونه‌ای باشد که طول جوش لازم جهت انتقال نیروی T از مهاربند به ورق تأمین شود.

باتوجه‌به ضخامت بال ($t\leq15mm$) الکترود سازگار E60 انتخاب می‌شود.

جوش به‌صورت کارگاهی فرض می‌شود یعنی $\beta=0.75$

فرض اولیه برای بعد جوش:

$$a_w = 8\ mm$$

فرض در نظر گرفته شده برای بعد جوش، با حداقل و حداکثر مجاز مقایسه می‌شود:

ورق نازک‌تر، بال ناودانی $t_f = 1.05cm$ می‌باشد، در نتیجه:

$$a_w = 8\ mm \leq min\begin{cases}10.5\ mm \\ 12\ mm\end{cases} \Rightarrow ok$$

$$R_u = T \leq \phi R_{nw}$$

$$R_{nw} = \beta \times (0.6F_{ue}) \times 0.707 a_w L_w = 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.8 L_w = 1068.984 L_w$$

$$T = 138240 \leq 0.75 \times 1068.984 L_w \Rightarrow L_w \geq 172\ cm$$

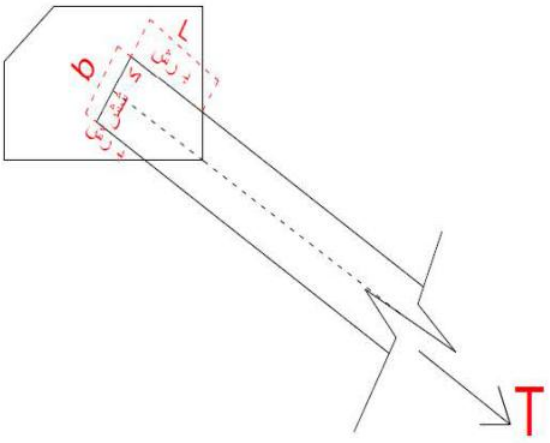
$$L_w = 4L \geq 172\ cm \Rightarrow L \geq 43\ cm$$

چهار خط جوش برای آنکه مقطع دوبل است و برای هر مقطع نیز دو خط جوش در نظر گرفته می‌شود.

نکته مهم اینکه هندسه ورق مهاربند باید به‌گونه‌ای در نظر گرفته شودکه طول جوش فوق تأمین گردد.

گام ۴- کنترل برش قالبی در ورق اتصال

ورق اتصال باید در برش قالبی جوابگو باشد.



شکل ۵۸ـ۱۴کنترل برش قالبی برای اتصال مهاربند در مثال

$$T \leq \phi R_n$$

$$T \leq 0.75(U_{bs} F_u A_{nt} + min\ (0.6F_u A_{nv}, 0.6F_y A_{gv}))$$

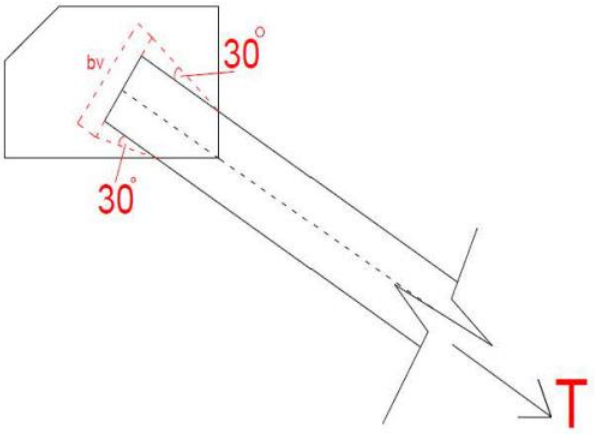
$$U_{bs} = 1.0, A_{nt} = bt, A_{gv} = A_{nv} = 2Lt$$

$$T \leq \phi R_n = 0.75(F_u bt + 0.6F_y \times 2Lt)$$
$$138420\ kg \leq 0.75(3700 \times 16 \times 1.2 + 1.2 \times 2400 \times 43 \times 1.2) = 164736\ kg$$

ورق اتصال در برش قالبی جوابگو می‌باشد. اگر ورق اتصال در برش قالبی جوابگو نبود می‌توان t یا L را افزایش داد.

گام ۵- کنترل ورق اتصال برای نیروی کششی T در عرض ویتمور

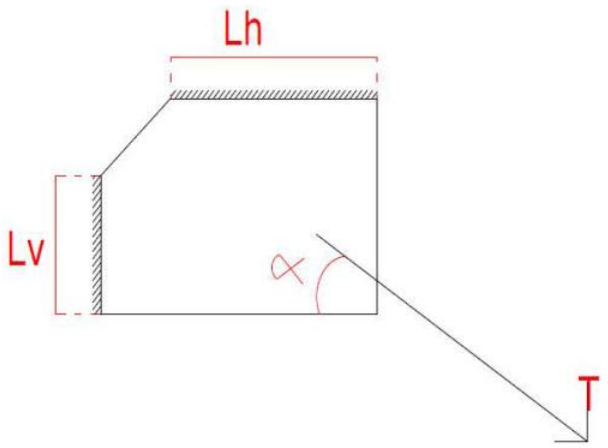
فرض می‌شود که نیروی محوری T با زاویه ۳۰ درجه در ورق اتصال توزیع می‌شود. مقدار تنش در ورق ناشی از نیروی محوری تیر نباید از حد مجاز تجاوز نماید. در غیر این صورت باید t یا L افزایش یابد.



شکل ۵۹ـ۱۴ نمایش عرض ورق ویتمور در مثال

$$b_V = b + 2L\tan 30$$
$$T \leq \phi R_n = min\ (0.9F_y A_g, 0.75F_u A_e)$$
$$A_g = b_V t, A_e = A_g$$
$$b_V = b + 2L\tan 30 = 16 + 2 \times 43\tan 30 = 66\ cm$$
$$A_g = 66 \times 1.2 = 79\ cm^2$$
$$T \leq \phi R_n = min\ (0.9F_y A_g, 0.75F_u A_e)$$
$$138240\ kg \leq min\ (0.9 \times 2400 \times 79, 0.75 \times 3700 \times 79) = 170640\ kg$$

گام ۶- تعیین طول جوش افقی و عمودی موردنیاز جهت اتصال ورق مهاربند به تیر و ستون



شکل ۶۰ــ۱۴ طول جوش افقی و عمودی اتصال ورق مهاربند به تیر و ستون در مثال

برای تعیین طول جوش افقی و عمودی موردنیاز، یک روش ساده، تجزیه نیروی T به مؤلفه‌های افقی و عمودی می‌باشد.

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{3}{4}\right) = 37^o$$
$$T_x = T\ Cos\ \alpha = 138420 \times cos37^o = 110403\ Kg$$
$$T_y = T\ Sin\ \alpha = 138420 \times sin\,37^o = 83195\ Kg$$

جوش در کارخانه و الکترود مصرفی E60 فرض می‌شود.

بعد جوش ۸ میلیمتر فرض می‌شود.

$$a_w = 8mm$$

محاسبه جوش افقی (صفحه به تیر با دو خط جوش شده است):

$$T_x \le \phi R_{nw}\ , \phi = 0.75$$
$$110403\ Kg \le 0.75(0.85 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.8\ L_w) = 908.64\ L_w$$
$$\begin{cases} L_w \ge 121.5\ cm \\ L_2 = 2L_h \end{cases} \rightarrow 2L_h \ge 121.5cm \rightarrow L_h \ge 60.75cm$$

محاسبه جوش عمودی:

صفحه به ستون با دو خط جوش شده است:

$$T_y \le \phi R_{nw}\ , \phi = 0.75$$
$$83195\ Kg \le 0.75(0.85 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.8 L_w) = 908.64 L_w$$
$$\begin{cases} L_w \ge 91.56\ cm \\ L_2 = 2L_v \end{cases} \rightarrow 2L_v \ge 91.56\ cm \rightarrow L_v \ge 45.78\ cm$$

به علت برش ورق در محل نبشی، به ابعاد به‌دست‌آمده حدود ۱۰ سانتیمتر اضافه می‌شود، در نتیجه:

$$a \ge 60.75 + 10 = 70.75cm \rightarrow a = 71\ cm$$

$$b \geq 45.78 + 10 = 55.78\ cm \rightarrow b = 56\ cm$$

گام ۷- کنترل کمانش لبه آزاد ورق

$$\frac{L}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در محاسبه طول آزاد L می‌توان بعد مهاربند را کسر نمود. اما در جهت اطمینان در اینجا کسر نمی‌شود.

طول آزاد $max(a, b) = max(56,71) = 71\ cm$

$$\frac{71}{t} = \frac{71}{1.2} = 59.17 \nleq 1.4\sqrt{\frac{2.1*10^6}{2400}} = 40.4$$

در نتیجه ضخامت ورق باید افزایش یابد، به‌طوری که پاسخگوی کمانش لبه آزاد می‌شود:

$$\frac{71}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{2.1*10^6}{2400}} \rightarrow t \geq 1.7\ cm$$

توجه: با اضافه شدن ضخامت ورق، امکان افزایش بعد جوش و طراحی مجدد جوشها نیز وجود دارد.

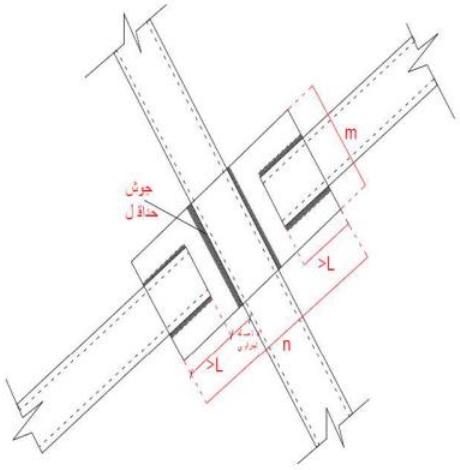
یک روش اجرایی دیگر به‌جای افزایش ضخامت ورق، استفاده از ورق اتصال بال‌دار از طریق جوش صفحه‌ای عمود بر ورق مذکور می‌باشد.

حل پ) طرح اتصال میانی دو مهاربند به هم

گام ۸- طراحی اتصال میانی دو مهاربند به هم

برای این اتصال از یک ورق مستطیلی استفاده می‌شود، نیروی طراحی اتصال همان نیرویی است که با آن اتصال مهاربند به تیر و ستون طراحی می‌شود. مهاربند ممتد با جوش حداقل به ورق متصل می‌شود. مهاربندی که قطع شده است باید دارای طول اتصالی به‌اندازه حداقل L باشد که مشابه اتصال قبلی محاسبه می‌شود و باید به میزانی باشد که نیروی طراحی اتصال از مهاربند به ورق منتقل شود، طول ورق باید به میزانی باشد که طول اتصال L برای دو مهاربند قطع شده تأمین شود و نیز مهاربند ممتد هم بتواند با رعایت یک فاصله اجرایی از وسط عبور نماید. عرض ورق نیز باید حداقل به میزانی باشد که ورق در مقطع عرض خود (که نباید از عرض ویتمور بیشتر در نظر گرفته شود) بر اساس مقاومت کششی جوابگوی نیروی محوری طراحی اتصال باشد.

کنترل برش قالبی نیز مشابه اتصال قبلی انجام می‌شود.



شکل ۶۱ـ ۱۴ نحوه اتصال میانی دو مهاربند به یکدیگر در مثال

بعد جوش اتصال مهاربند قطع شده به ورق:

$$a_w = 8mm$$

بعد جوش اتصال مهاربند ممتد به ورق (بعد جوش حداقل) و طول اتصال مهاربند بر روی ورق اتصال:

$$a_w = 5mm$$
$$L = 43\ cm$$

ضخامت ورق اتصال میانی ۲ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

$$t = 2cm$$

تعیین عرض ورق بر اساس تأمین مقاومت کششی لازم در مقطع عرضی از ورق که از عرض ویتمور بیشتر نیست.

$$P_u = T \le \phi_n P_t$$
$$T = 138420\ Kg$$
$$\phi_n P_t = min\left(0.9F_yA_g, 0.75F_uA_e\right), A_g = min(mt, b_vt), A_e = 0.85\ A_g$$
$$\phi_n P_t = min\left(0.9 * 2400 * A_g, 0.75 * 3700 * 0.85 * A_g\right) = min\left(2160A_g, 2359A_g\right) = 2160\ A_g$$
$$138420\ Kg \le 2160\ A_g \rightarrow A_g \ge 64\ cm^2$$
$$m \times t \ge 64\ cm^2 \rightarrow m \ge 32cm \rightarrow m = 35cm$$

تعیین طول ورق:

باتوجه‌به شکل ۶۱ـ۱۴ طول ورق n برابر است با:

$$b = 16cm$$
$$n \ge 2L + b + 2 * \text{فاصله اجرایی}$$

فاصله اجرایی ۳ سانتیمتر فرض می‌شود، در نتیجه طول ورق برابر است با:

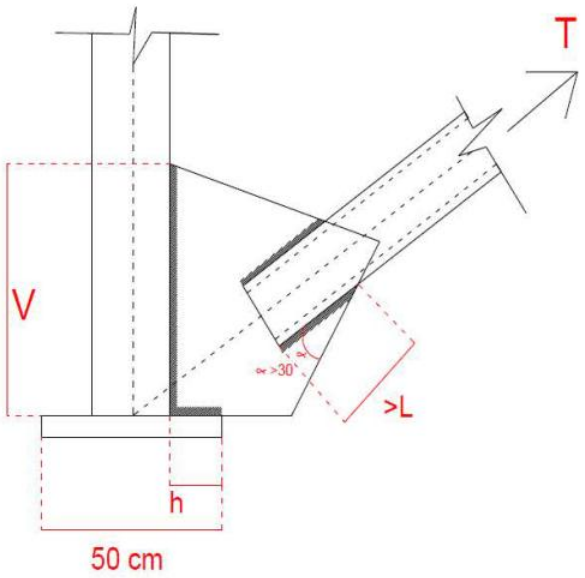
$$n \ge 2 * 43 + 2 * 3 + 16 = 108cm \rightarrow n = 110cm$$

در نتیجه ورق اتصال میانی PL110*35*2 می‌باشد.

حل ت) طرح اتصال مهاربند به ستون وکف ستون

گام ۹- اتصال مهاربند به ستون وکف ستون

طبق شکل ۶۲ـ۱۴ مجهول مسئله، V می‌باشد.



شکل ۶۲ـ۱۴ اتصال مهاربند به ستون وکف ستون در مثال

$$h = \frac{50 - 27}{2} = 11.5\ cm$$

موارد زیر مشابه اتصال قبلی در نظر گرفته می‌شوند:

$T = 138420\ kg$
$t = 2\ cm$
$L = 43\ cm$
$a_w = 8\ mm$

کنترل برش قالبی،کنترل کشش در ورق در عرض ویتمور وکنترل نسبت طول آزاد لبه ورق به ضخامت ورق همانند اتصال قبل می‌باشد.

گام ۱۰- طراحی جوش اتصال ورق به ستون وکف ستون:

در اینجا، در دو مرحله طراحی انجام می‌شود، مرحله اول مشابه اتصال مهاربند به تیر و ستون، جوش افقی، توسط مؤلفه افقی و جوش عمودی، توسط مؤلفه عمودی نیروی T تعیین می‌شود. در اینجا، طول افقی جوش معلوم است و در صورت عدم جوابگویی، قابل‌افزایش نمی‌باشد. در صورت عدم جوابگویی طول جوش، باید مجموعه جوش افقی و عمودی برای تحمل نیروی مهاربند طراحی شود. در این حالت تأمین جوش عمودی با سعی و خطا انجام می‌شود. یک حدس اولیه برای طول جوش عمودی زده می‌شود و بر اساس آن کنترل می‌شودکه آیا این طول مناسب است یا خیر و در صورت لزوم مقدار آن اصلاح می‌شود.

توجه شود که جوش L شکل می‌باشد و محل اثر نیرو لزوماً از مرکز جوش عبور نخواهد کرد که این مسئله باعث ایجاد پیچش در جوش خواهد بود، در نتیجه جوش باید برای اثر هم‌زمان برش و پیچش طراحی گردد.

$T_x = 11043\ kg$

$T_y = 83195\ kg$

$a_w = 8\ mm$

کنترل کفایت جوش افقی:

جوش کارگاهی β=۰/۷۵ و الکترود E70 (ضخامت بیش از ۱۵ میلیمتر) در نظر گرفته می‌شود.

$R_u = T_x \le \phi R_{nw}, \phi = 0.75$

$T_x = 11043\ kg, L_w = 2h = 2 \times 11.5 = 23\ cm$

$11043\ kg \nleq 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times 23) = 21513\ kg$

طول جوش کافی تأمین نشده است. در نتیجه باید جوش برای اثر هم‌زمان برش و پیچش طراحی شود. در ابتدا باید یک حدس اولیه برای طول جوش عمودی زد. برای یک حدس مناسب می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$R_u \le \phi R_{nw}$

ϕR_{nw} مقاومت بر اساس طول جوش عمودی

$R_u = T_y + 2[T_x - (\phi R_{nw})_h$

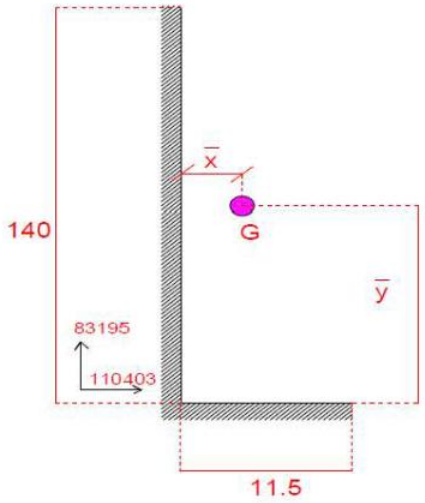
$(\phi R_{nw})_h$ مقاومت بدست آمده از مرحله قبل بر اساس طول جوش افقی

$R_u = 83195 + 2(11043 - 21513) = 260975\ kg$

$R_u \le \phi R_{nw}$

$260975\ kg \le 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2V) \Rightarrow V \ge 139.5\ cm \Rightarrow V = 140\ cm$

نیرو به محل برخورد محور ستون و محور مهاربند منتقل می‌شود. موقعیت مرکز جوش محاسبه شده و سپس نیرو به همراه لنگر پیچشی (که ایجاد می‌کند) به مرکز جوش انتقال می‌یابد.



شکل ۶۳ـ۱۴ نمایش مرکز جوش L شکل برای طراحی مجموعه جوش در مثال

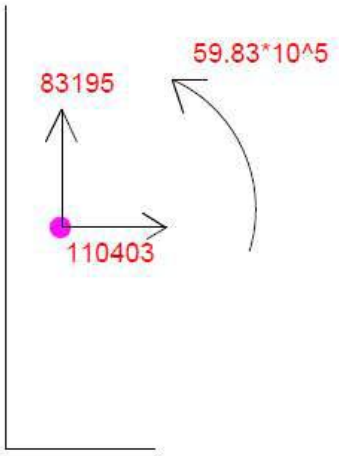
$$\overline{X} = \frac{h^2}{2(h+V)} = \frac{11.5^2}{2 \times (11.5 + 140)} = 0.44\ cm$$

$$\overline{Y} = \frac{V^2}{2(h+V)} = \frac{140^2}{2\times(11.5+140)} = 64.7\ cm$$

انتقال نیروها به مرکز جوش:

M لنگر پیچشی (پاد ساعتگرد، مثبت)

$$M = 11043 \times 64.7 - 83195(13.5 + 0.44) = 59.83 \times 10^5\ kg.m$$



شکل ۶۴ ـ ۱۴ انتقال نیروها به مرکز جوش به همراه لنگر پیچشی در مثال

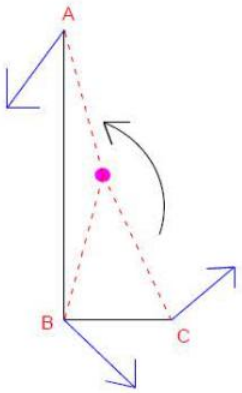
محاسبه تنش‌های ناشی از برش مستقیم:

$$f'_x = \frac{T_x}{2(h+V)} = \frac{110403}{2 \times (140 + 11.5)} = 364.4\ \frac{kg}{cm}$$

$$f'_y = \frac{T_y}{2(h+V)} = \frac{83195}{2 \times (140 + 11.5)} = 274.6\ \frac{kg}{cm}$$

محاسبه تنش‌های ناشی از پیچش:

برای این منظور باید نقطه بحرانی تشخیص داده شود. نقطه بحرانی، مطابق طبق شکل ۶۵ـ ۱۴ نقطه ای است که همزمان هم دورترین فاصله تا مرکز جوش را داشته باشد و هم تنش ناشی از آن با تنش ناشی از برش مستقیم هم‌جهت باشد.



شکل ۶۵ـ۱۴ نمایش نقاطی که احتمال بحرانی شدن دارند در مثال

دورترین نقطه A است اما تنش در آن با تنش‌های مستقیم هم‌جهت نیست.

دورترین نقطه پس از A، نقطه C می‌باشد که هر دو مؤلفه تنش با تنش‌های برش مستقیم هم‌جهت می‌باشد. پس نقطه C بحرانی است و کنترل برای آن انجام می‌شود.

$$\begin{cases} x = 11.5 - 0.44 = 11.06\ cm \\ y = 64.7\ cm \end{cases}$$

$$f_x'' = \frac{My}{I_P}\ ,\ f_y'' = \frac{Mx}{I_P}$$

$$I_x = h\overline{y}^2 + V(\frac{V}{2} - \overline{y})^2 + \frac{V^3}{12} = 11.5 \times 64.7^2 + 140(\frac{140}{2} - 64.7)^2 + \frac{140^3}{12} = 280739\ cm^3$$

$$I_y = V\overline{y}^2 + h(\frac{h}{2} - \overline{x})^2 + \frac{h^3}{12} = 140 \times 0.44^2 + 11.5(\frac{11.5}{2} - 0.44)^2 + \frac{11.5^3}{12} = 478\ cm^3$$

$$I_P = I_x + I_y = 280739 + 478 = 281217\ cm^3$$

$$f_x'' = \frac{My}{I_P} = \frac{59.83 \times 10^5 \times 64.7}{2 \times 281217} = 688.7\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_y'' = \frac{Mx}{I_P} = \frac{59.83 \times 10^5 \times 11.06}{2 \times 281217} = 117.7\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_x' \pm f_x'') + (f_y' + f_y'')} = \sqrt{(364.4 + 688.7)^2 + (274.6 + 117.7)^2} = 1124\ \frac{kg}{cm}$$

$$R_u = f_r \leq \phi R_{nw}$$

$$1124\ \frac{kg}{cm} \nleq 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times 1) = 935\ \frac{kg}{cm}$$

طول جوش باید افزایش یابد.

چون f_r نیرو در واحد طول می‌باشد باید L_w یک سانتیمتر در نظر گرفته شود.همچنین چون اثر دو خط جوش در محاسبه f_r دیده شده است، دیگر در محاسبه R_{nw} لحاظ نمی‌شود. مطابق محاسبه فوق، اتصال حدود ۲۰% ضعیف است. حدود ۳۵ سانتیمتر به طول جوش اضافه کرده و محاسبات تکرار می‌شود $(v = 175cm)$.

۱۴-۴-۳ طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا

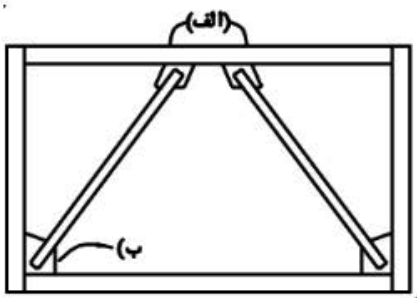
اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیرها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند، باشد. در طراحی این اتصالات الزامات مربوط به بخش ۱۶ ـ ۴ ـ ۱ ـ ۱ نیز باید رعایت شود.

طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا عبارتند از:

الف) طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه

ب) طراحی اتصال عضو مهاری به تیر و ستون

این اجزاء در شکل ۶۶ ـ ۱۴ نشان‌داده‌شده است. طراحی اتصال عضو مهاری به تیر و ستون عیناً مشابه مهاربندهای همگرا است. در ادامه طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه بررسی می‌شود.

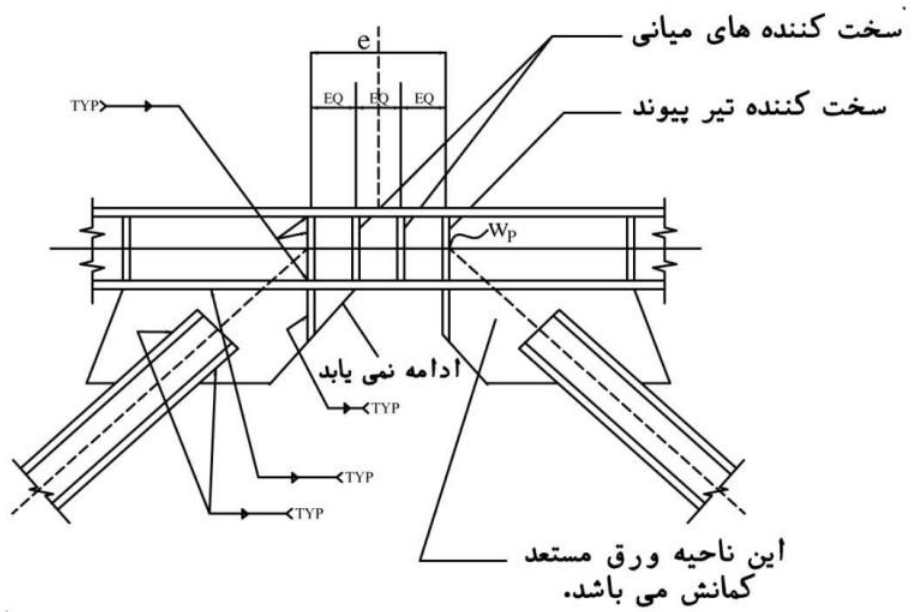


شکل ۶۶ ـ ۱۴ انواع اتصالات در مهاربندهای واگرا

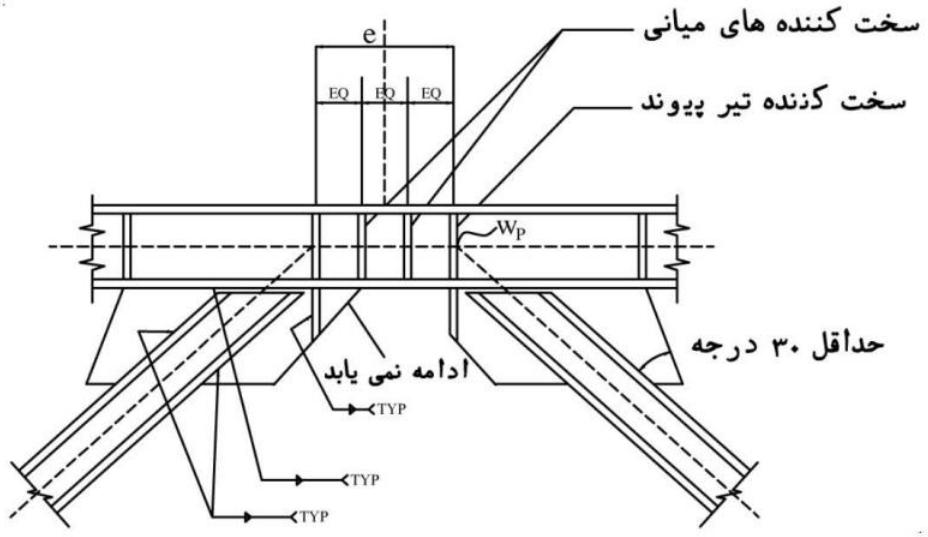
۱۴-۴-۳-۱ طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه

بر طبق آیین‌نامه ایران، اتصال عضو مهاری به تیر پیوند باید قادر به حصول مقاومت فشاری مهاربند و انتقال آن به جان تیر پیوند باشد. هیچ یک از قسمت‌های اتصال عضو مهاری به قطعه رابطه نباید به ناحیه جان آن ادامه یابد.

شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ الف جزئیات رایج اتصال عضو مهاری به تیر پیوند را نشان می‌دهد. تحقیقات نشان می‌دهد که جزئیات مطرح شده در شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ الف مستعد شکست و یا کمانش شدید ورق اتصال است. اتصال شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ ب با به حداقل رساندن فاصله انتقالی مهاربند تا زیر تیر اصلاح شده است.



الف ـ اتصال تیپ یک



ب ـ اتصال تیپ دو

شکل ۶۷ـ۱۴ جزئیات رایج اتصال عضو مهاری به تیر پیوند

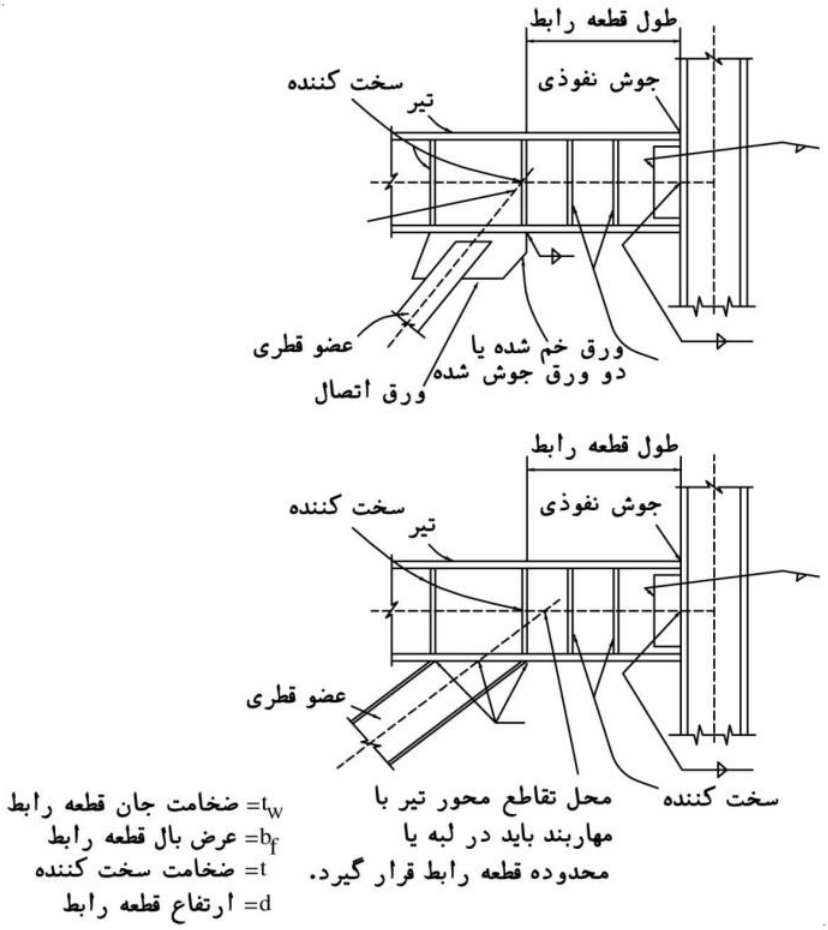
اتصال شکل ۶۷ـ۱۴ـب عملکرد مفصلی داشته و جهت ایجاد اتصال گیردار توصیه می‌شود عضو مهاری مستقیماً به تیر طبقه جوش شود.

درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل باشد، طول قطعه رابط نباید از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ تجاوز نماید. زیرا پیوندهای طویل در مجاورت ستون‌ها سبب ایجاد کرنشهای غیر ارتجاعی خمشی غیر یکنواخت در انتهای پیوند می‌شود که می‌تواند منجر به شکست در کرنشهای کوچک گردد. در محل اتصال قطعه رابط به بال ستون، باید ضوابط زیر بر آورده گردد:

الف) بال تیر باید با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل گردد.

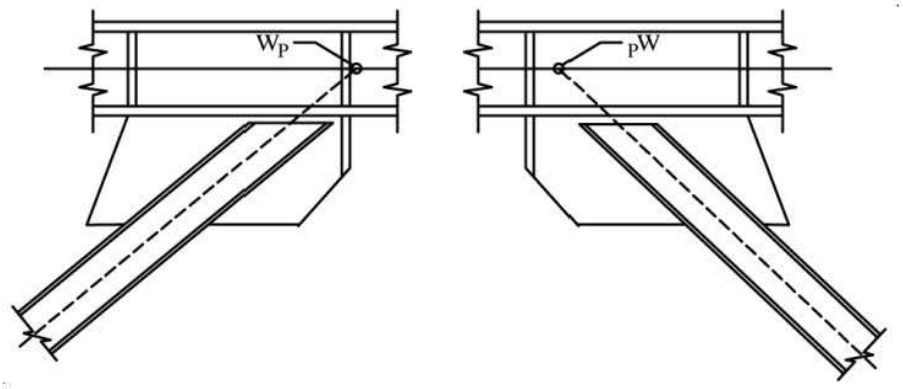
ب) وقتی که مقاومت قطعه رابط توسط برش کنترل گردد، اتصال جان باید قادر به تأمین مقاومت برشی کامل تیر باشد.

وقتی که قطعه رابط به جان ستون متصل می‌شود، بال‌های تیر باید با جوش نفوذی کامل به ورق‌های اتصالی جوش شوند و اتصال جان باید برای حصول تمام مقاومت برشی جان جوش گردد. جزئیات اتصال قطعه رابط به ستون در شکل ۶۸ــ۱۴ ارائه شده است.



شکل ۶۸ــ۱۴ جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون و مهاربند

محور خنثی مهاربند و تیر همان گونه‌که در شکل ۶۶ــ۱۴ تا شکل ۶۸ــ۱۴ نشان‌داده‌شده باید در لبه و یا محدوده تیر پیوند قرار گیرد. قرارگیری نقطه عملکرد، خارج از پیوند مطابق شکل ۶۹ــ۱۴ میل به افزایش تنش خمشی در خارج از ناحیه پیوند را موجب شده و ممکن است ماکزیمم ترکیب تنش برشی و خمشی را به خارج از پیوند انتقال دهد.



شکل ۶۹ـ۱۴ موقعیت قرارگیری نقطه عملکرد

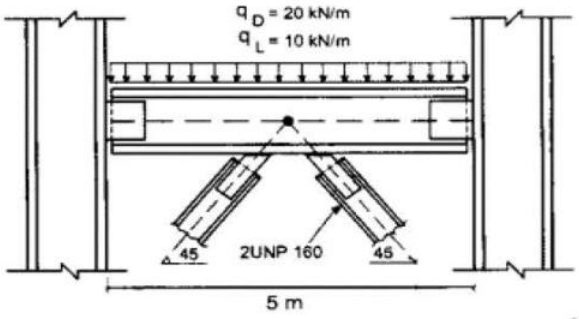
اگر قطعه رابط در مجاورت ستون نباشد، اتصال تیر به ستون را می‌توان در صفحه جان تیر به‌صورت مفصلی طراحی نمود.

۵-۱۴ تست‌های فصل چهاردهم

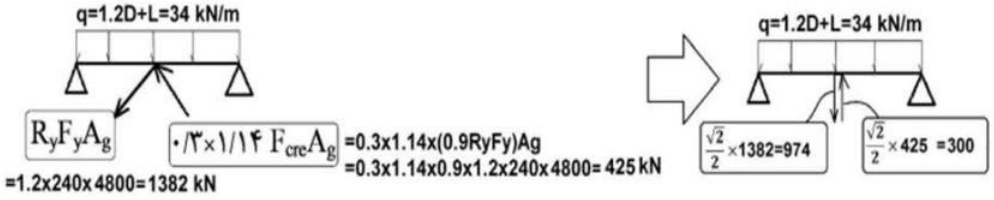
۱. در شکل زیر یکی از دهانه‌های قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان‌داده‌شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر 0.9RyFy فرض شود ، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار Mu تیر کدام است ؟ (تنش تسلیم مهاربند ۲۴۰) (مهر ۹۶)

الف) Mu : 521 KN.m ب) M = 940 KN.m

ج) Mu = 125 KN.m د) Mu= 262 KN.m



مساحت جفت ناودانی برابر $2 \times 2400 = 4800\ mm^2$ می باشد:

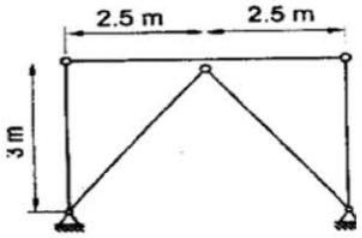


با توجه به شکل فوق، لنگر تیر برابر است با:

$$M_u = \frac{qL^2}{8} + \frac{(974-300)\times L}{4} = 34\times\frac{5^2}{8} + \frac{(674)\times 5}{4} = 948\ kN.m$$

۲. مهاربندهای همگرای ویژه نشان‌داده‌شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زلزله، از لوله به قطر خارجی ۱۶۰ میلیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر تشکیل شده است . چنانچه Fcre=217MPa باشد ، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه کدام است ؟Fy=240Mpa (مرداد ۹۴)

الف) ۵۳۰ KN.m ب) ۷۰۰ KNm ج) ۱۱۵ KN.m د) ۰



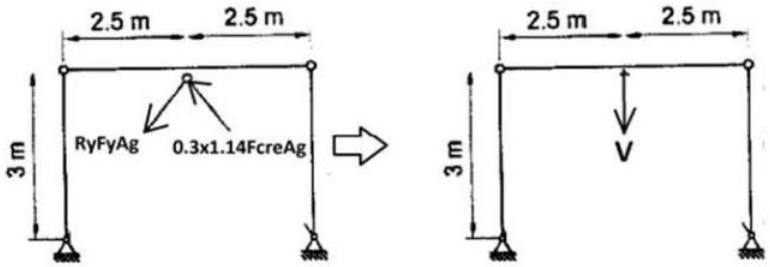
گزینه ۱

$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050\ N = 730\ kN$$
$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6\ kN$$

برای محاسبه لنگر وارد بر تیر، مولفه قائم این نیروها باید منظور شود:

$$V = (730 - 180.6)\frac{3}{\sqrt{3^2 + 2.5^2}} = 422\ kN$$

بنابراین تیر باید برای لنگر $M = \frac{VL}{4} = \frac{422 \times 5}{4} = 527.5\ kN.m$ طراحی شود.



۳. برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی موردنیاز ۹۰۰ کیلونیوتن تنش و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش ۹۰ مگاپاسکال است. حداقل مقاومت فشاری موردنیاز در این اتصال به کدام یک نزدیک است؟ مهاربند از نوع فولاد St37 است و مقاطع ناودانی ساخته شده اند . (خرداد ۹۳)

الف) 420 ب) 320 ج) 280 د) 350

ابتدا باید سطح مقطع ناودانی (A_g) بدست آید:

$$T = R_y F_y A_g = 900\ kN \rightarrow A_g = \frac{900000}{1.2 \times 240} = 3125\ mm^2$$

$$P = 1.1 \times 1.14 \times (90) \times A_g = 1.1 \times 1.14 \times 90 \times 3125 = 352\ kN$$

۴. تیر پیوند قاب مهاربندی شده واگرا دارای مقاطع شکل متقارن بوده و هر بال آن دارای مقطع ۲۰۰×۱۲ میلی‌متر و جان آن دارای مقطع ۴۰۰×۱۰ میلی‌متر است. اگر نیروی محوری در تیر پیوند ناچیز باشد، حداکثر دوران غیر ارتجاعی مجاز تیر پیوند به طول ۱۱۰۰ میلی‌متر نسبت به ناحیه خار از آن بر حسب رادیان کدام است؟ (بهمن ۹۷)

الف) ۰/۰۲ ب) ۰/۰۴ ج) ۰/۰۶ د) ۰/۰۸

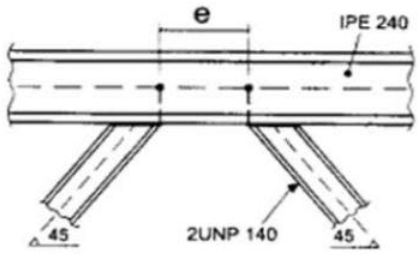
$$M_p = ZF_y = \left(200 \times 12 \times 412 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right)240 = 333.31\ kN.m \qquad V_p = 0.6F_yA_{wl} = 0.6 \times 240 \times (400 \times 10) = 576\ kN$$

$$\frac{M_p}{V_p} = 0.578\ m \rightarrow \frac{1.6M_p}{V_p} = 0.925\ m \quad \frac{2.6M_p}{V_p} = 1.504\ m$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e = 1.1m < \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \rightarrow \gamma_p < 0.02 + \frac{(1.504 - 1.1)}{0.578} \times 0.06 = 0.0619$$

۵. در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگراکه در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دوبل ناودانی ۱۴۰ تشکیل شده است، نشان‌داده‌شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت تیر پیوند باشد، کدام است؟ (مهر ۹۶)

الف) ۵۳۷ میلیمتر ب) ۱۲۴۰ میلیمتر ج) ۸۹۵ میلیمتر د) ۶۲۴ میلیمتر



$$V_p = \frac{2M_p}{e} \rightarrow 0.6F_yA_{tw} = \frac{2F_yZ}{e} \rightarrow 0.6F_y(240 - 2\times 9.8)\times 6.2 = \frac{2F_y \times 367000}{e}$$
$$e = 895\ mm$$

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱-۱۲-۳-۱۰)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۲-۱۲-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{tw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{tw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

P_u - مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c - مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{tw} - مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

F_y - تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z - اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e - طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

۶. برای یک تیر پیوند در مهاربند واگرا $Mp=240KN.m$ و $Vp=160KN.$ بوده و نسبت مقاومت محوری موردنیاز به مقاومت تسلیم برابر ۰/۱ است. اگر طول پیوند ۲/۴ باشد، مقاومت برش طراحی تیر پیوند بر حسب کیلونیوتن کدام است ؟ (مرداد ۹۴)

الف) ۷۲ ب) ۱۸۰ ج) ۲۸۸ د) ۱۴۴

$$\varphi V_n = \varphi Min\left\{V_p, \frac{2M_p}{e}\right\} = \varphi Min\left\{160, \frac{2\times 240}{2.4}\right\} = 0.9\times 160 = 144\ kN$$

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱-۱۲-۳-۱۰)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۲-۱۲-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{lw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{lw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

۷. در مهاربند واگرا اگر طول پیوند برابر $2Mp/Vp$ باشد ، حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ، برای زلزله طرح چه مقداری است ؟ تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییر مکان جانبی نسبی طرح فرض شود . (آبان ۹۳)

الف) 0.048 ب) 0.064 ج) 0.044 د) 0.056

$$\gamma_p = 0.02 + \frac{2.6 - 2}{2.6 - 1.6} \times 0.06 = 0.056\ rad$$

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن، در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6M_p/V_p$ باشد.

ب) ۰/۰۲رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6M_p/V_p$ باشد.

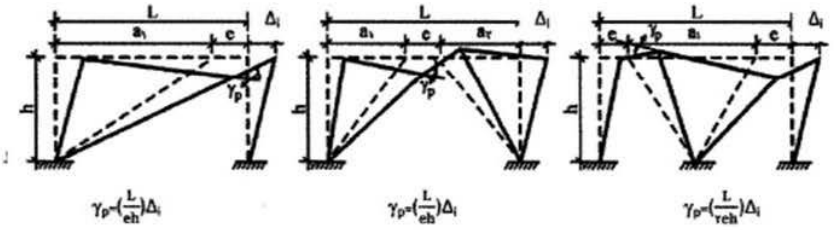
در روابط فوق:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

تبصره ۱: برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

تبصره ۲: دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض می‌شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ تعیین نمود.



شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

۱۴-۶ مسائل فصل چهاردهم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.

ـ وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.

ـ در طراحی‌ها نیروی عضو را بحرانی‌ترین حالت بارگذاری از میان حالت‌های ذکر شده در بخش ۱ـ۸ـ۱ (ترکیب بار بحرانی) در نظر بگیرید.

ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۱۴-۱

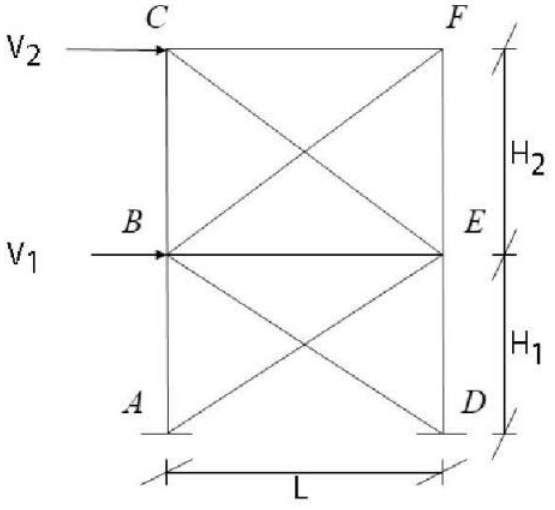
می‌خواهیم برای سازه شکل زیر، در اثر نیروهای اعمال شده به آن از مهاربندهای ضربدری استفاده کنیم. مطلوب است:

الف) طرح این مهاربندها از 2UNP

ب) طرح این مهاربند از 2IPE

ج) طراحی اتصال مهاربندهای AE و CE

$$V_1 = (0.2\kappa)ton,\ V_2 = 1.5V_1,\ L = 3m,\ H_1 = 3m,\ H_2 = 3.5m$$



تمرین ۱۴-۲

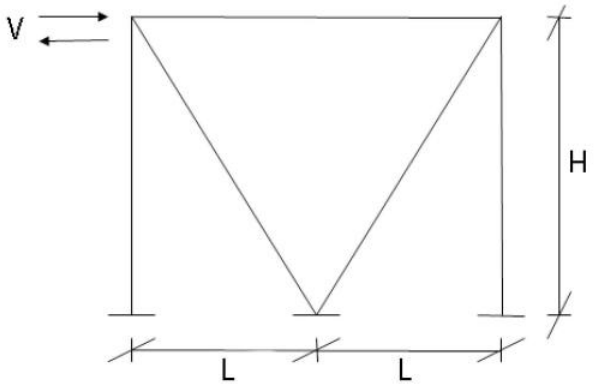
در نقشه‌های معماری ساختمانی مطابق شکل زیر، در محل مهاربندها بازشویی داریم که در قسمت بالایی طبقه قرار دارد و این امکان را به ما می‌دهد که بتوانیم از مهاربند V استفاده کنیم. مطلوب است طراحی این مهاربند:

الف) از دوبل نبشی

ب) از 2UNP

ج) طراحی اتصالات مهاربند به تیر و ستون و نیز اتصال به زمین

$$V = (0.03\kappa)ton, \quad L = 1.5m, \quad H = 3m$$



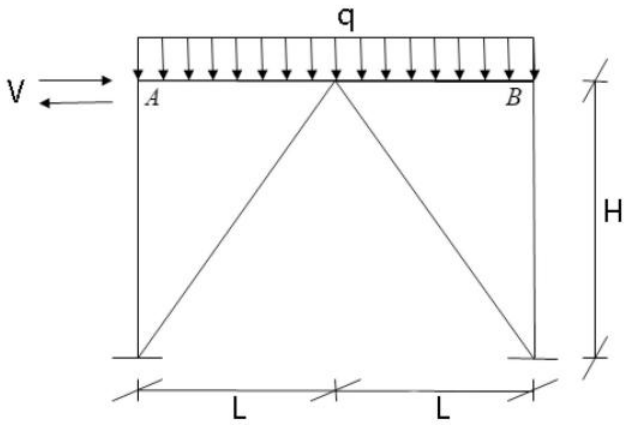
تمرین ۱۴-۳

در قاب مهاربندی مطابق شکل زیر، مطلوب است:

الف) طراحی مهاربند هشتی.

الف) طراحی تیر AB

$$V = (0.03\kappa)ton, \quad L = 1.5m, \quad H = 3m, \quad q = (0.01\kappa)\frac{ton}{m}$$

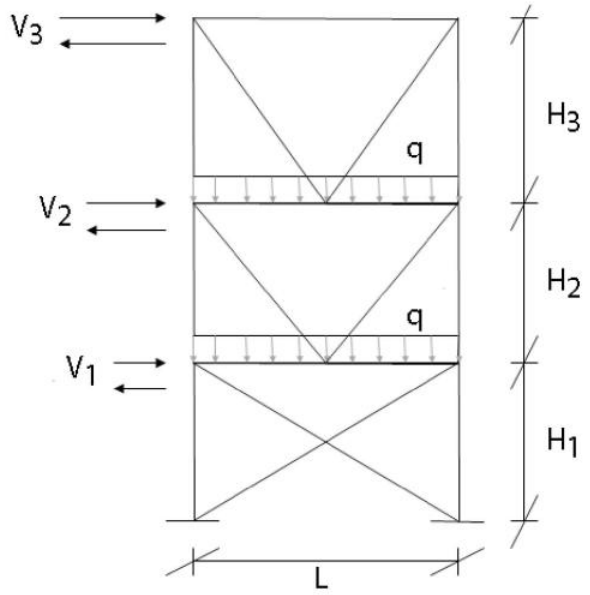


تمرین ۱۴-۴

در سازه شکل زیر، کلیه مهاربندها را از 2IPE طرح کنید.

$$V_1 = (0.07\kappa)ton, \quad V_2 = 2V_1, \quad V_3 = 3V_1$$

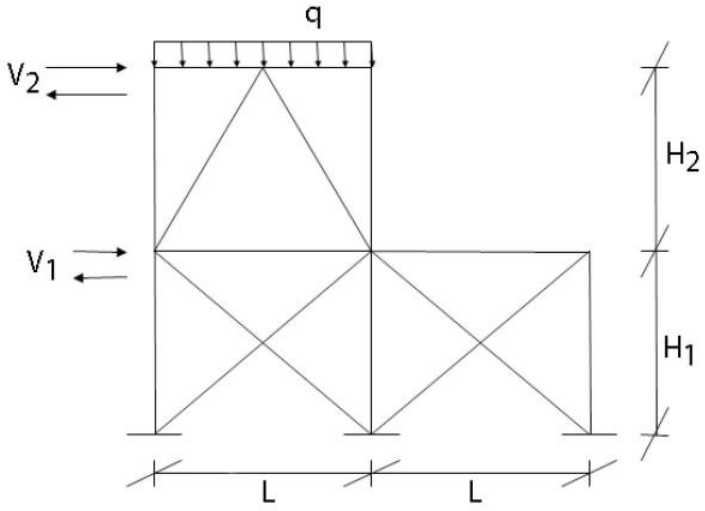
$$L = 4m, \quad H_1 = H_2 = 3m, \quad H_3 = 4.5m, \quad q = (0.03\kappa)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۱۴-۵

در سازه شکل زیر، مهار بندها را از 2UNP طراحی کنید.

$$V_1 = (0.07\kappa)ton, \quad V_2 = 1.5V_1, \quad L = 3m, \quad H_1 = H_2 = 3m, \quad q = (0.02\kappa)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۱۴-۶

در شکل زیر مطلوب است:

الف) طراحی تیر پیوند از پروفیل IPE درصورتی‌که طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ باشد.

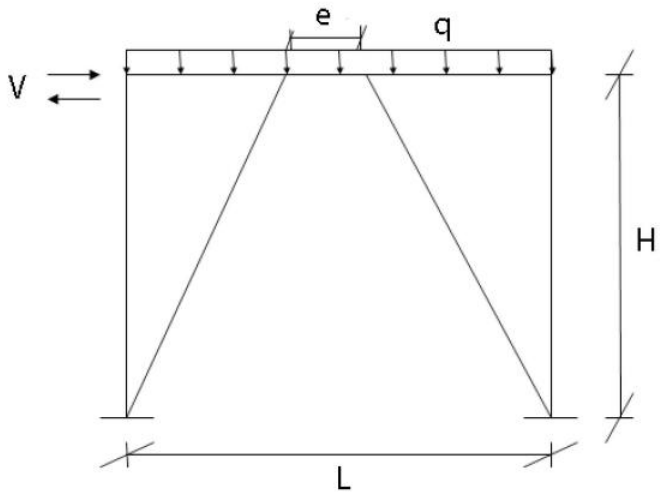
ب) طراح تیر در خارج از ناحیه پیوند از IPE

ج) طرح مهار بند برون محور از 2UNP

د) طرح اتصالات تیر پیوند (اتصال به تیر و ستون و اتصال به پی)

ه) کنترل دوران تیر پیوند و تعبیه سخت‌کننده‌های میانی.

$$V = (0.15\kappa)ton, \quad L = 4m, \quad H = 3.5m, \quad q = (0.02\kappa)\frac{ton}{m}, \quad e = 70cm$$



پیوست

منتخب مشخصات

نیمرخ های ساختمانی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی ـ محسن گرامی

نیمرخ IPE

IPE	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	I_x	S_x	r_x	Zx	I_y	S_y	r_y	Zy	J	Lp	Lr	a_1	r_T	Kc	Cw	rts	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm4	cm	cm	mm	cm		cm6	cm	cm
8	4.6	0.52	8	0.38	0.5	1.02	5.9	6.0	7.64	80.1	20.0	3.24	22.5	8.5	3.69	1.05	5.75	0.56	53.9	267.5	63.0	1.22	0.76	118.8	1.26	23.5
10	5.5	0.57	10	0.41	0.7	1.27	7.4	8.1	10.3	171	34.2	4.07	37.6	15.9	5.79	1.24	8.99	0.88	63.6	276.3	79.0	1.46	0.76	353.5	1.48	32.3
12	6.4	0.63	12	0.44	0.7	1.33	9.3	10.4	13.2	318	53.0	4.90	58.5	27.7	8.65	1.45	13.42	1.37	74.4	300.0	96.0	1.69	0.76	895.2	1.72	41.2
14	7.3	0.69	14	0.47	0.7	1.39	11.2	12.9	16.4	541	77.3	5.74	85.8	44.9	12.3	1.65	19.08	2.04	84.7	325.7	112	1.93	0.76	1988.6	1.97	50.4
16	8.2	0.74	16	0.50	0.9	1.64	12.7	15.8	20.1	869	109	6.58	119.0	68.3	16.7	1.84	25.79	2.82	94.4	344.5	129	2.17	0.74	3976.2	2.19	60.5
18	9.1	0.80	18	0.53	0.9	1.70	14.6	18.8	23.9	1320	146	7.42	160.9	101	22.2	2.06	34.28	3.92	105.7	374.8	145	2.40	0.72	7470.0	2.44	70.4
20	10	0.85	20	0.56	1.2	2.05	15.9	22.4	28.5	1940	194	8.26	209.7	142	28.5	2.24	43.93	5.17	114.9	393.6	162	2.64	0.70	13019	2.65	80.9
22	11	0.92	22	0.59	1.2	2.12	17.7	26.2	33.4	2770	252	9.11	273.3	205	37.3	2.48	57.41	7.09	127.3	430.7	179	2.91	0.68	22774	2.93	91.4
24	12	0.98	24	0.62	1.5	2.48	19.0	30.7	39.1	3890	324	9.97	346.0	284	47.3	2.60	72.68	9.28	133.4	458.8	196	3.18	0.67	37624	3.18	102.7
27	13.5	1.02	27	0.66	1.5	2.52	21.9	36.1	45.9	5790	429	11.2	460.5	420	62.2	3.02	95.67	11.94	155.0	497.1	220	3.56	0.65	70871	3.57	124.2
30	15	1.07	30	0.71	1.5	2.57	24.8	42.2	53.8	8360	557	12.5	602.1	604	80.5	3.35	123.9	15.57	171.9	540.0	245	3.95	0.64	126379	3.96	145.3
33	16	1.15	33	0.75	1.8	2.95	27.1	49.1	62.6	11770	713	13.7	762.8	788	98.5	3.55	151.5	20.54	182.2	564.5	270	4.21	0.63	199841	4.20	159.0
36	17	1.27	36	0.80	1.8	3.07	29.8	57.1	72.7	16270	904	15.0	973.7	1040	123	3.79	188.9	28.93	194.5	603.6	294	4.47	0.62	313605	4.47	167.9
40	18	1.35	40	0.86	2.1	3.45	33.1	66.3	84.5	23130	1160	16.5	1238	1320	146	3.95	225.6	37.43	202.7	621.5	326	4.71	0.61	492961	4.69	185.0
45	19	1.46	45	0.94	2.1	3.56	37.8	77.6	98.8	33740	1500	18.5	1624	1680	176	4.12	272.8	51.07	211.4	646.9	365	4.94	0.60	796207	4.94	201.3
50	20	1.60	50	1.02	2.1	3.70	42.6	90.7	116.0	48200	1930	20.4	2107	2140	214	4.31	332.2	71.17	221.2	675.7	404	5.18	0.59	1253270	5.18	214.0
55	21	1.72	55	1.11	2.4	4.12	46.7	106	134.0	67120	2440	22.3	2662	2670	254	4.45	395.1	94.74	228.3	699.1	442	5.40	0.59	1894871	5.40	228.0
60	22	1.90	60	1.20	2.4	4.30	51.4	122	156.0	92080	3070	24.3	3376	3390	308	4.66	480.0	133.0	239.1	736.1	481	5.65	0.58	2860829	5.66	236.5

نیمرخ INP

INP	bf	tf	d	tw=r1	r2	c	d-2c	A	G	Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	a1	rT
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm	cm
8.0	4.2	0.59	8.0	0.39	0.23	1.05	5.9	7.57	5.94	77.8	19.5	3.20	6.29	3.00	0.91	6.2	1.12
10.0	5.0	0.68	10.0	0.45	0.27	1.25	7.5	10.6	8.34	171.0	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07	7.8	1.33
12.0	5.8	0.77	12.0	0.51	0.31	1.40	9.2	14.2	11.1	328.0	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23	9.4	1.54
14.0	6.6	0.86	14.0	0.57	0.34	1.55	10.9	18.2	14.3	573.0	81.9	5.61	35.2	10.7	1.40	10.8	1.74
16.0	7.4	0.95	16.0	0.63	0.38	1.75	12.5	22.8	17.9	935	117	6.40	54.7	14.8	1.55	12.4	1.95
18.0	8.2	1.04	18.0	0.69	0.41	1.90	14.2	27.9	21.9	1450	161	7.20	81.3	19.8	1.71	14.0	2.16
20.0	9.0	1.13	20.0	0.75	0.45	2.05	15.9	33.4	26.2	2140	214	8.00	117	26.0	1.87	15.6	2.36
22.0	9.8	1.22	22.0	0.81	0.49	2.20	17.6	39.5	31.1	3060	278	8.80	162	33.1	2.02	17.2	2.57
24.0	10.6	1.31	24.0	0.87	0.52	2.40	19.2	46.1	36.2	4250	354	9.59	221	41.7	2.20	18.8	2.78
26.0	11.3	1.41	26.0	0.94	0.56	2.60	20.8	53.3	41.9	5740	442	10.4	288	51.0	2.32	20.2	2.96
28.0	11.9	1.52	28.0	1.01	0.61	2.75	22.5	61.0	47.9	7590	542	11.1	364	61.2	2.45	21.8	3.11
30.0	12.5	1.62	30.0	1.08	0.65	2.95	24.1	69.0	54.2	9800	653	11.9	451	72.2	2.56	23.4	3.26
32.0	13.1	1.73	32.0	1.15	0.69	3.10	25.8	77.7	61.0	12510	782	12.7	555	84.7	2.67	24.8	3.41
34.0	13.7	1.83	34.0	1.22	0.73	3.30	27.4	86.7	68.0	15700	923	13.5	674	98.4	2.80	26.4	3.56
36.0	14.3	1.95	36.0	1.30	0.78	3.50	29.0	97	76.1	19610	1090	14.2	818	114	2.90	27.8	3.72
38.0	14.9	2.05	38.0	1.37	0.82	3.70	30.6	107	84.0	24010	1260	15.0	975	131	3.02	29.4	3.87
40.0	15.5	2.16	40.0	1.44	0.86	3.85	32.3	118	92.4	29210	1460	15.7	1160	149	3.13	30.8	4.02
42.5	16.3	2.30	42.5	1.53	0.92	4.10	34.3	132	104	36970	1740	16.7	1440	176	3.30	32.8	4.22
45.0	17.0	2.43	45.0	1.62	0.97	4.35	36.3	147	115	45850	2040	17.7	1730	203	3.43	34.8	4.40
47.5	17.8	2.56	47.5	1.71	1.03	4.55	38.4	163	128	56480	2380	18.6	2090	235	3.60	36.6	4.60
50.0	18.5	2.70	50.0	1.80	1.08	4.80	40.4	179	141	68740	2750	19.6	2480	268	3.72	38.4	4.78
55.0	20.0	3.00	55.0	1.90	1.19	5.25	44.5	212	166	99180	3610	21.6	3490	349	4.02	42.4	5.18
60.0	21.5	3.24	60.0	2.16	1.30	5.75	48.5	254	199	139000	4630	23.6	4670	434	4.30	46.0	5.54

نیمرخ IPB

IPB	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	I_x	S_x	r_x	Zx	I_y	S_y	r_y	Zy	J	rts	Lp	Lr	r_T	Kc	Cw	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm4	cm	cm	cm	mm		cm6	cm
10	10	1	10	0.6	1.2	2.2	5.6	20.4	26	450	89.9	4.16	99.6	167	33.5	2.53	50.7	7.24	2.89	129.8	922.5	27.8	0.76	3381.8	34.8
12	12	1.1	12	0.65	1.2	2.3	7.4	26.7	34	864	144	5.04	159.5	318	52.9	3.06	80.2	11.55	3.47	157.0	1006.6	33.4	0.76	9445.4	46.1
14	14	1.2	14	0.7	1.2	2.4	9.2	33.7	43	1510	216	5.93	238.6	550	78.5	3.58	119	17.45	4.04	183.7	1089.0	38.9	0.76	22528	57.9
16	16	1.3	16	0.8	1.5	2.8	10.4	42.6	54.3	2490	311	6.78	341.7	889	111	4.05	168.5	25.72	4.58	207.8	1171.3	44.4	0.76	48026	69.7
18	18	1.4	18	0.85	1.5	2.9	12.2	51.2	65.3	3830	426	7.66	467.4	1360	151	4.57	229.5	36.04	5.15	234.5	1256.3	49.9	0.76	93690	82.2
20	20	1.5	20	0.9	1.8	3.3	13.4	61.3	78.1	5700	570	8.54	620	2000	200	5.07	303.4	49.13	5.70	260.2	1334.5	55.5	0.76	171125	95.2
22	22	1.6	22	0.95	1.8	3.4	15.2	71.5	91	8090	736	9.43	802	2840	258	5.59	391.4	65.45	6.27	286.8	1426.0	61	0.76	295474	108.3
24	24	1.7	24	1	2.1	3.8	16.4	83.2	106	11260	938	10.3	1016	3920	327	6.08	494.8	85.47	6.83	312.0	1507.6	66.6	0.76	487344	121.8
26	26	1.75	26	1	2.4	4.15	17.7	93	118	14920	1150	11.2	1230	5130	395	6.58	597.1	100.40	7.35	337.6	1536.9	72.2	0.76	754190	139.8
28	28	1.8	28	1.05	2.4	4.2	19.6	103	131	19270	1380	12.1	1477	6590	471	7.09	712.3	118.28	7.91	363.8	1587.1	77.6	0.76	1130910	157.7
30	30	1.9	30	1.1	2.7	4.6	20.8	117	149	25170	1680	13	1790	8560	571	7.58	862.9	148.80	8.46	388.9	1671.7	83.2	0.76	1689765	171.8
32	30	2.05	32	1.15	2.7	4.75	22.5	127	161	30820	1930	13.8	2066	9240	616	7.57	931.7	186.45	8.47	388.4	1689.0	83.1	0.76	2072076	170.0
34	30	2.15	34	1.2	2.7	4.85	24.3	134	171	36660	2160	14.6	2319	9690	646	7.53	978.2	215.87	8.45	386.4	1666.9	82.9	0.76	2457439	172.0
36	30	2.25	36	1.25	2.7	4.95	26.1	142	181	43190	2400	15.5	2588	10140	676	7.49	1025	248.32	8.44	384.3	1649.3	82.7	0.76	2887523	173.9
40	30	2.4	40	1.35	2.7	5.1	29.8	155	198	57680	2880	17.1	3125	10820	721	7.4	1096	305.35	8.40	379.7	1587.1	82.3	0.76	3824221	180.5
45	30	2.6	45	1.4	2.7	5.3	34.4	171	218	79890	3550	19.1	3862	11720	781	7.33	1190	387.92	8.37	376.1	1525.2	81.9	0.75	5267437	187.9
50	30	2.8	50	1.45	2.7	5.5	39	187	239	107200	4290	21.2	4679	12620	842	7.27	1283	484.16	8.33	373.0	1476.5	81.6	0.72	7028835	194.3
55	30	2.9	55	1.5	2.7	5.6	43.8	199	254	136700	4970	23.2	5440	13080	872	7.17	1333	543.13	8.28	367.9	1399.4	81.1	0.70	8876121	206.1
60	30	3	60	1.55	2.7	5.7	48.6	212	270	171000	5700	25.2	6260	13530	902	7.08	1382	607.03	8.22	363.3	1336.6	80.7	0.68	10989743	217.0
65	30	3.1	65	1.6	2.7	5.8	53.4	225	286	210600	6480	27.1	7140	13980	932	6.99	1433	676.10	8.17	358.7	1285.0	80.2	0.66	13391477	226.9
70	30	3.2	70	1.7	2.7	5.9	58.2	241	306	256900	7340	29	8132	14440	963	6.87	1486	759.52	8.11	352.5	1242.7	79.6	0.65	16108686	234.8
80	30	3.3	80	1.75	3	6.3	67.4	262	334	359100	8980	32.8	9950	14900	994	6.68	1541	849.87	7.98	342.8	1149.7	78.7	0.62	21913765	258.9
90	30	3.5	90	1.85	3	6.5	77	291	371	494100	10980	36.5	12269	15820	1050	6.53	1646	1032.67	7.89	335.1	1104.0	77.9	0.60	29592299	273.0
100	30	3.6	100	1.9	3	6.6	86.8	314	400	644700	12890	40.1	14502	16280	1090	6.38	1704	1145.29	7.80	327.4	1053.7	77	0.57	37822347	293.0

نیمرخ UNP

UNP	bf	tf=r1	d	tw	r2	c	d-2c	A	G	Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	ey	xM	a1
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm	cm	mm
60	3.0	0.60	6.0	0.60	0.30	1.25	3.5	6.46	5.07	31.6	10.5	2.21	4.51	2.16	0.84	0.91	1.50	--
65	4.2	0.75	6.5	0.55	0.40	1.60	3.3	9.03	7.09	57.5	17.7	2.52	14.1	5.07	1.25	1.42	2.60	16.0
80	4.5	0.80	8.0	0.60	0.40	1.70	4.7	11.0	8.64	106.0	26.5	3.10	19.4	6.36	1.33	1.45	2.67	28.0
100	5.0	0.85	10	0.60	0.45	1.80	6.4	13.5	10.6	206.0	41.2	3.91	29.3	8.49	1.47	1.55	2.93	42.0
120	5.5	0.90	12	0.70	0.45	1.90	8.2	17.0	13.4	364.0	60.7	4.62	43.2	11.1	1.59	1.60	3.03	56.0
140	6.0	1.00	14	0.70	0.50	2.10	9.7	20.4	16.0	605.0	86.4	5.45	62.7	14.8	1.75	1.75	3.37	70.0
160	6.5	1.05	16	0.75	0.55	2.25	11.6	24.0	18.8	925.0	116	6.21	85.3	18.3	1.89	1.84	3.56	82.0
180	7.0	1.10	18	0.80	0.55	2.35	13.3	28.0	22.0	1350	150	6.95	114	22.4	2.02	1.92	3.75	96.0
200	7.5	1.15	20	0.85	0.60	2.45	15.1	32.2	25.3	1910	191	7.70	148	27.0	2.14	2.01	3.94	108
220	8.0	1.25	22	0.90	0.65	2.65	16.6	37.4	29.4	2690	245	8.48	197	33.6	2.30	2.14	4.20	122
240	8.5	1.30	24	0.95	0.65	2.80	18.5	42.3	33.2	3600	300	9.22	248	39.6	2.42	2.23	4.39	134
260	9.0	1.40	26	1.00	0.70	3.00	20.1	48.3	37.9	4820	371	9.99	317	47.7	2.56	2.36	4.66	146
280	9.5	1.50	28	1.00	0.75	3.20	21.6	53.3	41.8	6280	448	10.9	399	57.2	2.74	2.53	5.02	160
300	10.0	1.60	30	1.00	0.80	3.40	23.2	58.8	46.2	8030	535	11.7	495	67.8	2.90	2.70	5.41	174
320	10.0	1.75	32	1.40	0.88	3.70	24.7	75.8	59.5	10870	679	12.1	597	80.6	2.81	2.60	4.82	182
350	10.0	1.60	35	1.40	0.80	3.40	28.3	77.3	60.6	12840	734	12.9	570	75.0	2.72	2.40	4.45	204
380	10.2	1.60	38	1.35	0.80	3.35	31.3	80.4	63.1	15760	829	14.0	615	78.7	2.77	2.38	4.58	227
400	11.0	1.80	40	1.40	0.90	3.80	32.5	91.5	71.8	20350	1020	14.9	846	102.0	3.04	2.65	5.11	240

نبشی

b x t	r1	r2	F	G	e	w	v1	Ix=Iy	Sx=Sy	rx=ry	Iξ	rξ	Iη	Sη	rη
cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm	cm	cm	cm4	cm3	cm	cm4	cm	cm	cm3	cm
6x0.6	0.80	0.40	6.91	5.42	1.69	4.24	2.39	22.8	5.29	1.82	36.1	2.29	9.43	3.95	1.17
8x0.8	1.00	0.50	12.30	9.66	2.26	5.66	3.20	72.3	12.6	2.42	115	3.06	29.6	9.25	1.55
10x1.0	1.20	0.60	19.20	15.10	2.82	7.07	3.99	177	24.7	3.04	280	3.82	73.3	18.4	1.95
12x1.2	1.30	0.65	27.50	21.60	3.40	8.49	4.80	368	42.7	3.65	584	4.60	152	31.6	2.35
14x1.5	1.50	0.75	40.00	31.40	4.00	9.90	5.66	723	72.3	4.25	1150	5.36	298	52.7	2.73
16x1.5	1.70	0.85	46.10	36.20	4.49	11.30	6.35	1100	95.6	4.88	1750	6.15	453	71.3	3.14
18x1.8	1.80	0.90	61.90	48.60	5.10	12.70	7.22	1870	145	5.49	2970	6.93	757	105	3.49
20x2.0	1.80	0.90	76.40	59.90	5.68	14.10	8.04	2850	199	6.11	4540	7.72	1160	144	3.89

IPE زنبوری (CPE)

Cast IPE	h	H	tf	tw	Aa	G (per 1.5h)	Ixa	Sxa	Ab	Ixb	Sxb
	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm2	cm4	cm3
12	8	12	0.52	0.38	9.16	0.72	206	34.3	6.12	189	31.6
15	10	15	0.57	0.41	12.4	1.21	437	58.2	8.25	403	53.7
18	12	18	0.63	0.44	15.8	1.86	809	89.9	10.6	746	82.8
21	14	21	0.69	0.47	19.7	2.70	1370	131	13.1	1270	121
24	16	24	0.74	0.50	24.1	3.78	2200	184	16.1	2030	169
27	18	27	0.80	0.53	28.7	5.06	3330	247	19.1	3070	228
30	20	30	0.85	0.56	34.1	6.70	4910	327	22.9	4540	302
33	22	33	0.92	0.59	39.9	8.63	6990	423	26.9	6460	392
36	24	36	0.98	0.62	46.5	11.00	9790	544	31.7	9070	504
41	27	41	1.02	0.66	54.8	14.60	14550	719	37.0	13470	665
45	30	45	1.07	0.71	64.5	19.00	21010	934	43.2	19410	863
50	33	50	1.15	0.75	75.0	24.30	29580	1200	50.2	27330	1100
54	36	54	1.27	0.80	87.1	30.80	40890	1510	58.3	37780	1400
60	40	60	1.35	0.86	102	39.70	58290	1940	67.3	53700	1790
68	45	68	1.46	0.94	120	52.20	85430	2530	77.7	78290	2320
75	50	75	1.60	1.02	142	68.20	122400	3260	90.5	111800	2980
83	55	83	1.72	1.11	165	86.60	171100	4150	103	155700	3770
90	60	90	1.90	1.20	192	110.00	235300	5230	120	213700	4750

پیوست

منتخب مشخصات

نیمرخ های ساختمانی

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی ـ محسن گرامی

نیمرخ IPE

IPE	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	I_x	S_x	r_x	Zx	I_y	S_y	r_y	Zy	J	Lp	Lr	a_1	r_T	Kc	Cw	rts	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm4	cm	cm	mm	cm		cm6	cm	cm
8	4.6	0.52	8	0.38	0.5	1.02	5.9	6.0	7.64	80.1	20.0	3.24	22.5	8.5	3.69	1.05	5.75	0.56	53.9	267.5	63.0	1.22	0.76	118.8	1.26	23.5
10	5.5	0.57	10	0.41	0.7	1.27	7.4	8.1	10.3	171	34.2	4.07	37.6	15.9	5.79	1.24	8.99	0.88	63.6	276.3	79.0	1.46	0.76	353.5	1.48	32.3
12	6.4	0.63	12	0.44	0.7	1.33	9.3	10.4	13.2	318	53.0	4.90	58.5	27.7	8.65	1.45	13.42	1.37	74.4	300.0	96.0	1.69	0.76	895.2	1.72	41.2
14	7.3	0.69	14	0.47	0.7	1.39	11.2	12.9	16.4	541	77.3	5.74	85.8	44.9	12.3	1.65	19.08	2.04	84.7	325.7	112	1.93	0.76	1988.6	1.97	50.4
16	8.2	0.74	16	0.50	0.9	1.64	12.7	15.8	20.1	869	109	6.58	119.0	68.3	16.7	1.84	25.79	2.82	94.4	344.5	129	2.17	0.74	3976.2	2.19	60.5
18	9.1	0.80	18	0.53	0.9	1.70	14.6	18.8	23.9	1320	146	7.42	160.9	101	22.2	2.06	34.28	3.92	105.7	374.8	145	2.40	0.72	7470.0	2.44	70.4
20	10	0.85	20	0.56	1.2	2.05	15.9	22.4	28.5	1940	194	8.26	209.7	142	28.5	2.24	43.93	5.17	114.9	393.6	162	2.64	0.70	13019	2.65	80.9
22	11	0.92	22	0.59	1.2	2.12	17.7	26.2	33.4	2770	252	9.11	273.3	205	37.3	2.48	57.41	7.09	127.3	430.7	179	2.91	0.68	22774	2.93	91.4
24	12	0.98	24	0.62	1.5	2.48	19.0	30.7	39.1	3890	324	9.97	346.0	284	47.3	2.60	72.68	9.28	133.4	458.8	196	3.18	0.67	37624	3.18	102.7
27	13.5	1.02	27	0.66	1.5	2.52	21.9	36.1	45.9	5790	429	11.2	460.5	420	62.2	3.02	95.67	11.94	155.0	497.1	220	3.56	0.65	70871	3.57	124.2
30	15	1.07	30	0.71	1.5	2.57	24.8	42.2	53.8	8360	557	12.5	602.1	604	80.5	3.35	123.9	15.57	171.9	540.0	245	3.95	0.64	126379	3.96	145.3
33	16	1.15	33	0.75	1.8	2.95	27.1	49.1	62.6	11770	713	13.7	762.8	788	98.5	3.55	151.5	20.54	182.2	564.5	270	4.21	0.63	199841	4.20	159.0
36	17	1.27	36	0.80	1.8	3.07	29.8	57.1	72.7	16270	904	15.0	973.7	1040	123	3.79	188.9	28.93	194.5	603.6	294	4.47	0.62	313605	4.47	167.9
40	18	1.35	40	0.86	2.1	3.45	33.1	66.3	84.5	23130	1160	16.5	1238	1320	146	3.95	225.6	37.43	202.7	621.5	326	4.71	0.61	492961	4.69	185.0
45	19	1.46	45	0.94	2.1	3.56	37.8	77.6	98.8	33740	1500	18.5	1624	1680	176	4.12	272.8	51.07	211.4	646.9	365	4.94	0.60	796207	4.94	201.3
50	20	1.60	50	1.02	2.1	3.70	42.6	90.7	116.0	48200	1930	20.4	2107	2140	214	4.31	332.2	71.17	221.2	675.7	404	5.18	0.59	1253270	5.18	214.0
55	21	1.72	55	1.11	2.4	4.12	46.7	106	134.0	67120	2440	22.3	2662	2670	254	4.45	395.1	94.74	228.3	699.1	442	5.40	0.59	1894871	5.40	228.0
60	22	1.90	60	1.20	2.4	4.30	51.4	122	156.0	92080	3070	24.3	3376	3390	308	4.66	480.0	133.0	239.1	736.1	481	5.65	0.58	2860829	5.66	236.5

نیمرخ INP

INP	bf	tf	d	tw=r1	r2	c	d-2c	A	G	Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	a1	rT
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm	cm
8.0	4.2	0.59	8.0	0.39	0.23	1.05	5.9	7.57	5.94	77.8	19.5	3.20	6.29	3.00	0.91	6.2	1.12
10.0	5.0	0.68	10.0	0.45	0.27	1.25	7.5	10.6	8.34	171.0	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07	7.8	1.33
12.0	5.8	0.77	12.0	0.51	0.31	1.40	9.2	14.2	11.1	328.0	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23	9.4	1.54
14.0	6.6	0.86	14.0	0.57	0.34	1.55	10.9	18.2	14.3	573.0	81.9	5.61	35.2	10.7	1.40	10.8	1.74
16.0	7.4	0.95	16.0	0.63	0.38	1.75	12.5	22.8	17.9	935	117	6.40	54.7	14.8	1.55	12.4	1.95
18.0	8.2	1.04	18.0	0.69	0.41	1.90	14.2	27.9	21.9	1450	161	7.20	81.3	19.8	1.71	14.0	2.16
20.0	9.0	1.13	20.0	0.75	0.45	2.05	15.9	33.4	26.2	2140	214	8.00	117	26.0	1.87	15.6	2.36
22.0	9.8	1.22	22.0	0.81	0.49	2.20	17.6	39.5	31.1	3060	278	8.80	162	33.1	2.02	17.2	2.57
24.0	10.6	1.31	24.0	0.87	0.52	2.40	19.2	46.1	36.2	4250	354	9.59	221	41.7	2.20	18.8	2.78
26.0	11.3	1.41	26.0	0.94	0.56	2.60	20.8	53.3	41.9	5740	442	10.4	288	51.0	2.32	20.2	2.96
28.0	11.9	1.52	28.0	1.01	0.61	2.75	22.5	61.0	47.9	7590	542	11.1	364	61.2	2.45	21.8	3.11
30.0	12.5	1.62	30.0	1.08	0.65	2.95	24.1	69.0	54.2	9800	653	11.9	451	72.2	2.56	23.4	3.26
32.0	13.1	1.73	32.0	1.15	0.69	3.10	25.8	77.7	61.0	12510	782	12.7	555	84.7	2.67	24.8	3.41
34.0	13.7	1.83	34.0	1.22	0.73	3.30	27.4	86.7	68.0	15700	923	13.5	674	98.4	2.80	26.4	3.56
36.0	14.3	1.95	36.0	1.30	0.78	3.50	29.0	97	76.1	19610	1090	14.2	818	114	2.90	27.8	3.72
38.0	14.9	2.05	38.0	1.37	0.82	3.70	30.6	107	84.0	24010	1260	15.0	975	131	3.02	29.4	3.87
40.0	15.5	2.16	40.0	1.44	0.86	3.85	32.3	118	92.4	29210	1460	15.7	1160	149	3.13	30.8	4.02
42.5	16.3	2.30	42.5	1.53	0.92	4.10	34.3	132	104	36970	1740	16.7	1440	176	3.30	32.8	4.22
45.0	17.0	2.43	45.0	1.62	0.97	4.35	36.3	147	115	45850	2040	17.7	1730	203	3.43	34.8	4.40
47.5	17.8	2.56	47.5	1.71	1.03	4.55	38.4	163	128	56480	2380	18.6	2090	235	3.60	36.6	4.60
50.0	18.5	2.70	50.0	1.80	1.08	4.80	40.4	179	141	68740	2750	19.6	2480	268	3.72	38.4	4.78
55.0	20.0	3.00	55.0	1.90	1.19	5.25	44.5	212	166	99180	3610	21.6	3490	349	4.02	42.4	5.18
60.0	21.5	3.24	60.0	2.16	1.30	5.75	48.5	254	199	139000	4630	23.6	4670	434	4.30	46.0	5.54

نیمرخ IPB

IPB	bf	tf	d	tw	r	K	d-2K	G	A	I_x	S_x	r_x	Zx	I_y	S_y	r_y	Zy	J	rts	Lp	Lr	r_T	Kc	Cw	√ECw/GJ
units	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/m	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm^4	cm^3	cm	cm3	cm4	cm	cm	cm	mm		cm6	cm
10	10	1	10	0.6	1.2	2.2	5.6	20.4	26	450	89.9	4.16	99.6	167	33.5	2.53	50.7	7.24	2.89	129.8	922.5	27.8	0.76	3381.8	34.8
12	12	1.1	12	0.65	1.2	2.3	7.4	26.7	34	864	144	5.04	159.5	318	52.9	3.06	80.2	11.55	3.47	157.0	1006.6	33.4	0.76	9445.4	46.1
14	14	1.2	14	0.7	1.2	2.4	9.2	33.7	43	1510	216	5.93	238.6	550	78.5	3.58	119	17.45	4.04	183.7	1089.0	38.9	0.76	22528	57.9
16	16	1.3	16	0.8	1.5	2.8	10.4	42.6	54.3	2490	311	6.78	341.7	889	111	4.05	168.5	25.72	4.58	207.8	1171.3	44.4	0.76	48026	69.7
18	18	1.4	18	0.85	1.5	2.9	12.2	51.2	65.3	3830	426	7.66	467.4	1360	151	4.57	229.5	36.04	5.15	234.5	1256.3	49.9	0.76	93690	82.2
20	20	1.5	20	0.9	1.8	3.3	13.4	61.3	78.1	5700	570	8.54	620	2000	200	5.07	303.4	49.13	5.70	260.2	1334.5	55.5	0.76	171125	95.2
22	22	1.6	22	0.95	1.8	3.4	15.2	71.5	91	8090	736	9.43	802	2840	258	5.59	391.4	65.45	6.27	286.8	1426.0	61	0.76	295474	108.3
24	24	1.7	24	1	2.1	3.8	16.4	83.2	106	11260	938	10.3	1016	3920	327	6.08	494.8	85.47	6.83	312.0	1507.6	66.6	0.76	487344	121.8
26	26	1.75	26	1	2.4	4.15	17.7	93	118	14920	1150	11.2	1230	5130	395	6.58	597.1	100.40	7.35	337.6	1536.9	72.2	0.76	754190	139.8
28	28	1.8	28	1.05	2.4	4.2	19.6	103	131	19270	1380	12.1	1477	6590	471	7.09	712.3	118.28	7.91	363.8	1587.1	77.6	0.76	1130910	157.7
30	30	1.9	30	1.1	2.7	4.6	20.8	117	149	25170	1680	13	1790	8560	571	7.58	862.9	148.80	8.46	388.9	1671.7	83.2	0.76	1689765	171.8
32	30	2.05	32	1.15	2.7	4.75	22.5	127	161	30820	1930	13.8	2066	9240	616	7.57	931.7	186.45	8.47	388.4	1689.0	83.1	0.76	2072076	170.0
34	30	2.15	34	1.2	2.7	4.85	24.3	134	171	36660	2160	14.6	2319	9690	646	7.53	978.2	215.87	8.45	386.4	1666.9	82.9	0.76	2457439	172.0
36	30	2.25	36	1.25	2.7	4.95	26.1	142	181	43190	2400	15.5	2588	10140	676	7.49	1025	248.32	8.44	384.3	1649.3	82.7	0.76	2887523	173.9
40	30	2.4	40	1.35	2.7	5.1	29.8	155	198	57680	2880	17.1	3125	10820	721	7.4	1096	305.35	8.40	379.7	1587.1	82.3	0.76	3824221	180.5
45	30	2.6	45	1.4	2.7	5.3	34.4	171	218	79890	3550	19.1	3862	11720	781	7.33	1190	387.92	8.37	376.1	1525.2	81.9	0.75	5267437	187.9
50	30	2.8	50	1.45	2.7	5.5	39	187	239	107200	4290	21.2	4679	12620	842	7.27	1283	484.16	8.33	373.0	1476.5	81.6	0.72	7028835	194.3
55	30	2.9	55	1.5	2.7	5.6	43.8	199	254	136700	4970	23.2	5440	13080	872	7.17	1333	543.13	8.28	367.9	1399.4	81.1	0.70	8876121	206.1
60	30	3	60	1.55	2.7	5.7	48.6	212	270	171000	5700	25.2	6260	13530	902	7.08	1382	607.03	8.22	363.3	1336.6	80.7	0.68	10989743	217.0
65	30	3.1	65	1.6	2.7	5.8	53.4	225	286	210600	6480	27.1	7140	13980	932	6.99	1433	676.10	8.17	358.7	1285.0	80.2	0.66	13391477	226.9
70	30	3.2	70	1.7	2.7	5.9	58.2	241	306	256900	7340	29	8132	14440	963	6.87	1486	759.52	8.11	352.5	1242.7	79.6	0.65	16108686	234.8
80	30	3.3	80	1.75	3	6.3	67.4	262	334	359100	8980	32.8	9950	14900	994	6.68	1541	849.87	7.98	342.8	1149.7	78.7	0.62	21913765	258.9
90	30	3.5	90	1.85	3	6.5	77	291	371	494100	10980	36.5	12269	15820	1050	6.53	1646	1032.67	7.89	335.1	1104.0	77.9	0.60	29592299	273.0
100	30	3.6	100	1.9	3	6.6	86.8	314	400	644700	12890	40.1	14502	16280	1090	6.38	1704	1145.29	7.80	327.4	1053.7	77	0.57	37822347	293.0

نیمرخ UNP

UNP	bf	tf=r1	d	tw	r2	c	d-2c	A	G	Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	ey	xM	a1
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm	cm	mm
60	3.0	0.60	6.0	0.60	0.30	1.25	3.5	6.46	5.07	31.6	10.5	2.21	4.51	2.16	0.84	0.91	1.50	--
65	4.2	0.75	6.5	0.55	0.40	1.60	3.3	9.03	7.09	57.5	17.7	2.52	14.1	5.07	1.25	1.42	2.60	16.0
80	4.5	0.80	8.0	0.60	0.40	1.70	4.7	11.0	8.64	106.0	26.5	3.10	19.4	6.36	1.33	1.45	2.67	28.0
100	5.0	0.85	10	0.60	0.45	1.80	6.4	13.5	10.6	206.0	41.2	3.91	29.3	8.49	1.47	1.55	2.93	42.0
120	5.5	0.90	12	0.70	0.45	1.90	8.2	17.0	13.4	364.0	60.7	4.62	43.2	11.1	1.59	1.60	3.03	56.0
140	6.0	1.00	14	0.70	0.50	2.10	9.7	20.4	16.0	605.0	86.4	5.45	62.7	14.8	1.75	1.75	3.37	70.0
160	6.5	1.05	16	0.75	0.55	2.25	11.6	24.0	18.8	925.0	116	6.21	85.3	18.3	1.89	1.84	3.56	82.0
180	7.0	1.10	18	0.80	0.55	2.35	13.3	28.0	22.0	1350	150	6.95	114	22.4	2.02	1.92	3.75	96.0
200	7.5	1.15	20	0.85	0.60	2.45	15.1	32.2	25.3	1910	191	7.70	148	27.0	2.14	2.01	3.94	108
220	8.0	1.25	22	0.90	0.65	2.65	16.6	37.4	29.4	2690	245	8.48	197	33.6	2.30	2.14	4.20	122
240	8.5	1.30	24	0.95	0.65	2.80	18.5	42.3	33.2	3600	300	9.22	248	39.6	2.42	2.23	4.39	134
260	9.0	1.40	26	1.00	0.70	3.00	20.1	48.3	37.9	4820	371	9.99	317	47.7	2.56	2.36	4.66	146
280	9.5	1.50	28	1.00	0.75	3.20	21.6	53.3	41.8	6280	448	10.9	399	57.2	2.74	2.53	5.02	160
300	10.0	1.60	30	1.00	0.80	3.40	23.2	58.8	46.2	8030	535	11.7	495	67.8	2.90	2.70	5.41	174
320	10.0	1.75	32	1.40	0.88	3.70	24.7	75.8	59.5	10870	679	12.1	597	80.6	2.81	2.60	4.82	182
350	10.0	1.60	35	1.40	0.80	3.40	28.3	77.3	60.6	12840	734	12.9	570	75.0	2.72	2.40	4.45	204
380	10.2	1.60	38	1.35	0.80	3.35	31.3	80.4	63.1	15760	829	14.0	615	78.7	2.77	2.38	4.58	227
400	11.0	1.80	40	1.40	0.90	3.80	32.5	91.5	71.8	20350	1020	14.9	846	102.0	3.04	2.65	5.11	240

نبشی

b x t	r1	r2	F	G	e	w	v1	Ix=Iy	Sx=Sy	rx=ry	Iξ	rξ	Iη	Sη	rη
cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm	cm	cm	cm4	cm3	cm	cm4	cm	cm	cm3	cm
6x0.6	0.80	0.40	6.91	5.42	1.69	4.24	2.39	22.8	5.29	1.82	36.1	2.29	9.43	3.95	1.17
8x0.8	1.00	0.50	12.30	9.66	2.26	5.66	3.20	72.3	12.6	2.42	115	3.06	29.6	9.25	1.55
10x1.0	1.20	0.60	19.20	15.10	2.82	7.07	3.99	177	24.7	3.04	280	3.82	73.3	18.4	1.95
12x1.2	1.30	0.65	27.50	21.60	3.40	8.49	4.80	368	42.7	3.65	584	4.60	152	31.6	2.35
14x1.5	1.50	0.75	40.00	31.40	4.00	9.90	5.66	723	72.3	4.25	1150	5.36	298	52.7	2.73
16x1.5	1.70	0.85	46.10	36.20	4.49	11.30	6.35	1100	95.6	4.88	1750	6.15	453	71.3	3.14
18x1.8	1.80	0.90	61.90	48.60	5.10	12.70	7.22	1870	145	5.49	2970	6.93	757	105	3.49
20x2.0	1.80	0.90	76.40	59.90	5.68	14.10	8.04	2850	199	6.11	4540	7.72	1160	144	3.89

IPE زنبوری (CPE)

Cast IPE	h	H	tf	tw	Aa	G (per 1.5h)	Ixa	Sxa	Ab	Ixb	Sxb
	cm	cm	cm	cm	cm2	kg/m	cm4	cm3	cm2	cm4	cm3
12	8	12	0.52	0.38	9.16	0.72	206	34.3	6.12	189	31.6
15	10	15	0.57	0.41	12.4	1.21	437	58.2	8.25	403	53.7
18	12	18	0.63	0.44	15.8	1.86	809	89.9	10.6	746	82.8
21	14	21	0.69	0.47	19.7	2.70	1370	131	13.1	1270	121
24	16	24	0.74	0.50	24.1	3.78	2200	184	16.1	2030	169
27	18	27	0.80	0.53	28.7	5.06	3330	247	19.1	3070	228
30	20	30	0.85	0.56	34.1	6.70	4910	327	22.9	4540	302
33	22	33	0.92	0.59	39.9	8.63	6990	423	26.9	6460	392
36	24	36	0.98	0.62	46.5	11.00	9790	544	31.7	9070	504
41	27	41	1.02	0.66	54.8	14.60	14550	719	37.0	13470	665
45	30	45	1.07	0.71	64.5	19.00	21010	934	43.2	19410	863
50	33	50	1.15	0.75	75.0	24.30	29580	1200	50.2	27330	1100
54	36	54	1.27	0.80	87.1	30.80	40890	1510	58.3	37780	1400
60	40	60	1.35	0.86	102	39.70	58290	1940	67.3	53700	1790
68	45	68	1.46	0.94	120	52.20	85430	2530	77.7	78290	2320
75	50	75	1.60	1.02	142	68.20	122400	3260	90.5	111800	2980
83	55	83	1.72	1.11	165	86.60	171100	4150	103	155700	3770
90	60	90	1.90	1.20	192	110.00	235300	5230	120	213700	4750