

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خبرنگاه تفصلي مهندسي عمران



@icivilir



icivil.ir



بسمه تعالی



دانشگاه آزاد اسلامی واحد زنجان

دانشکده فنی و مهندسی

جزوه درس سازه‌های فلزی

(رشته: مهندسی معماری)

مدرس:

دکتر حسین پروینی ثانی

(Email: hosseinp@aut.ac.ir)

فهرست

۶.....	۱- فصل اول: معرفی فولاد و سازه‌های فولادی
۶.....	۱-۱- مزایای سازه‌های فولادی
۷.....	۱-۲- معایب ساختمان‌های فلزی
۷.....	۱-۳- انواع فولادها
۷.....	۱-۳-۱- تقسیم بندی انواع فولادهای ساده کربنی
۷.....	۱-۳-۲- تاثیر آلیاژهای مختلف بر روی خواص فولاد
۸.....	۱-۴- منحنی تنش-کرنش فولاد
۹.....	۱-۵- مشخصات فولاد
۹.....	۱-۶- انواع مقاطع فولادی
۹.....	۱-۶-۱- مقاطع I شکل
۱۱.....	۱-۶-۲- مقاطع L شکل یا نبشی
۱۱.....	۱-۶-۳- مقاطع U شکل یا ناودانی
۱۱.....	۱-۶-۴- مقطع T شکل یا سپری
۱۲.....	۱-۶-۵- مقاطع قوطی یا باکس
۱۲.....	۱-۶-۶- مقاطع لوله
۱۲.....	۱-۶-۷- مقاطع Z شکل
۱۳.....	۱-۶-۸- انواع ورق‌ها و تسمه‌ها
۱۳.....	۱-۶-۹- انواع میلگردها
۱۴.....	۱-۶-۱۰- انواع مقاطع مرکب
۱۵.....	۱-۷- مبانی طراحی
۱۸.....	۲- فصل دوم- بارگذاری سازه‌ها
۱۸.....	۲-۱- بارهای مرده
۲۰.....	۲-۲- بارهای زنده
۲۱.....	۲-۲-۱- ضوابط مربوط به تیغه‌های داخلی
۲۱.....	۲-۲-۳- بار برف و بار باد
۲۲.....	۲-۴- بار زلزله
۲۲.....	۲-۴-۱- شتاب مبنای طرح (A)
۲۲.....	۲-۴-۲- ضریب بازتاب (B)
۲۳.....	۲-۴-۳- ضریب اهمیت (I)

۲۴.....	۴-۴-۲- ضریب رفتار ساختمان (Ru).....
۲۵.....	۵-۲- ترکیبات بارها.....
۲۶.....	۳- فصل سوم- انواع سقف‌های رایج در سازه‌های فولادی.....
۲۶.....	۱-۳- سقف تیرچه بلوک (تیرچه بتنی).....
۲۶.....	۱-۱-۳- مزایا تیرچه‌های بتنی.....
۲۶.....	۲-۱-۳- معایب تیرچه‌های بتنی.....
۲۶.....	۳-۱-۳- جزئیات سقف.....
۲۸.....	۴-۱-۳- ضوابط آرماتور فوقانی.....
۲۹.....	۵-۱-۳- ضوابط آرماتورهای کششی.....
۳۰.....	۶-۱-۳- ضوابط آرماتورهای عرضی.....
۳۰.....	۷-۱-۳- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت و آرماتور منفی.....
۳۱.....	۸-۱-۳- ضوابط و محدودیت‌های کلاف‌های میانی.....
۳۱.....	۹-۱-۳- ضوابط و محدودیت‌های بتن پوششی.....
۳۱.....	۱۰-۱-۳- ضوابط کنترل خیز تیرچه‌های بتنی.....
۳۲.....	۲-۳- تیرچه‌های فولادی (کرمیت).....
۳۲.....	۱-۲-۳- مزایا تیرچه‌های فولادی.....
۳۲.....	۲-۲-۳- معایب تیرچه‌های فولادی.....
۳۳.....	۳-۳- سقف کامپوزیت.....
۳۵.....	۴-۳- عرشه‌های فولادی.....
۳۷.....	۵-۳- سقف‌های پس کشیده (ccl) و پیش تنیده.....
۳۸.....	۱-۵-۳- مزایا و امتیازات سقف‌های پس کشیده.....
۳۸.....	۶-۳- دال‌های مجوف بادکنکی.....
۳۹.....	۱-۶-۳- مزایای فنی سیستم دال‌های مجوف بادکنکی.....
۴۰.....	۷-۳- سقف سیاک.....
۴۰.....	۸-۳- سیستم سقف بتنی مرکب روفیکس.....
۴۱.....	۹-۳- سقف مجوف پیش ساخته تنیده.....
۴۲.....	۱۰-۳- سقف دال نیمه پیش ساخته بتن مسلح.....
۴۳.....	۴- فصل چهارم- ملاحظات لرزه‌ای سازه‌ها.....
۴۳.....	۱-۴- انواع سیستم‌های سازه‌ای.....
۴۳.....	۱-۱-۴- سیستم دیوارهای باربر.....

۴۳	۲-۱-۴- سیستم قاب ساختمانی
۴۳	۳-۱-۴- سیستم قاب خمشی
۴۳	۴-۱-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۴۴	۵-۱-۴- سیستم ستون کنسولی
۴۴	۶-۱-۴- سایر سیستم‌های سازه‌ای
۴۴	۲-۴- ملاحظات معماری
۴۶	۳-۴- ملاحظات کلی سازه‌ای
۴۹	۴-۴- انواع منظمی و نامنظمی در سازه‌ها
۵۲	۵-۴- طبقه نرم و طبقه ضعیف
۵۴	۶-۴- مهاربندها
۵۴	۱-۶-۴- انواع مهاربندهای هم محور (همگرا)
۵۵	۲-۶-۴- مزایای بادبندهای هم محور (همگرا)
۵۵	۳-۶-۴- معایب بادبندهای هم محور (همگرا)
۵۷	۴-۶-۴- انواع مهاربندهای برون محور (واگرا)
۵۹	۵-۶-۴- مزایای بادبندهای برون محور (واگرا)
۵۹	۶-۶-۴- معایب بادبندهای برون محور (واگرا)
۵۹	۷-۶-۴- انواع دیگر مهاربندهای واگرا
۶۰	۷-۴- قاب‌های خمشی
۶۰	۱-۷-۴- مزایای قاب‌های خمشی
۶۰	۲-۷-۴- معایب قاب‌های خمشی
۶۰	۸-۴- توصیه‌های عمومی برای استفاده از سیستم‌های باربر جانبی

۵- فصل پنجم- معرفی اتصالات

۶۲	۱-۵- معرفی جوش و اتصالات جوشی
۶۲	۱-۱-۵- تعریف جوش
۶۲	۲-۱-۵- انواع روش‌های جوشکاری
۶۳	۳-۱-۵- انواع جوش
۶۳	۴-۱-۵- مشخصات جوش گوشه
۶۴	۵-۱-۵- آماده سازی لبه برای جوش شیار
۶۴	۶-۱-۵- انواع وضعیت جوشکاری
۶۵	۷-۱-۵- نامگذاری الکترودها

۶۵.....	۵-۱-۸-انواع آزمایشات غیر مخرب جوش
۶۵.....	۵-۱-۹-علائم جوشکاری
۶۷.....	۵-۲-معرفی پیچ‌ها
۶۷.....	۵-۲-۱-اتصالات اتکایی و اصطحکاکی
۶۸.....	۵-۲-۲-رده مقاومتی پیچ‌ها
۶۹.....	۵-۲-۳-نیروی پیش تنیدگی پیچ‌ها
۶۹.....	۵-۲-۴-انواع سوراخ در اتصالات پیچی
۷۰.....	۵-۲-۵-حداقل و حداکثر فواصل سوراخ استاندارد از لبه
۷۱.....	۵-۲-۶-حداقل و حداکثر فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها
۷۲.....	۵-۳-انواع اتصالات مفصلی (ساده)
۷۲.....	۵-۳-۱-اتصال با نبشی یا ورق جان
۷۲.....	۵-۳-۲-اتصال با نبشی نشیمن
۷۲.....	۵-۳-۳-اتصال با نشیمن تقویت شده
۷۳.....	۵-۴-انواع اتصالات گیردار
۷۶.....	۵-۵-انواع وصله تیرها
۷۶.....	۵-۶-جزئیات وصله ستون‌ها
۷۷.....	۵-۷-اتصالات ورق پای ستون
۷۷.....	۵-۷-۱-معرفی
۷۸.....	۵-۷-۲-میل مهارها
۷۹.....	۶-فصل ششم- طراحی اعضای کششی
۷۹.....	۶-۱-مقدمه
۷۹.....	۶-۲-بررسی طراحی در طول عضو کششی
۷۹.....	۶-۲-۱-سطح مقطع کل
۷۹.....	۶-۲-۲-سطح مقطع خالص
۸۱.....	۶-۲-۳-سطح مقطع خالص موثر
۸۳.....	۶-۳-معیار طراحی
۸۳.....	۶-۴-محدودیت لاغری اعضای کششی
۸۴.....	۶-۵-طراحی میل مهارها و قطعات دندانه شده
۸۶.....	۷-فصل هفتم- طراحی اعضای فشاری
۸۶.....	۷-۱-مقدمه

- ۸۶..... ۲-۷-کمانش اعضای فشاری
- ۸۷..... ۳-۷-محدودیت ضریب لاغری
- ۸۸..... ۴-۷-معیارهای طراحی اعضای فشاری
- ۸۹..... ۱-۴-۷-کمانش موضعی
- ۹۰..... ۲-۴-۷-کمانش خمشی
- ۹۳..... ۳-۴-۷-کمانش پیچشی
- ۹۵..... ۸-مراجع

۱- فصل اول: معرفی فولاد و سازه‌های فولادی

با وجود تجربه تلفات و خسارات سنگین زلزله‌های اخیر مانند زلزله‌های منجیل و بم، احتمال وقوع زمین لرزه‌های بزرگ در بیشتر مناطق پرجمعیت کشور و نیاز جدی به اعمال کنترل کیفی در طراحی و اجرای ساختمان‌ها، اخیراً توجه به افزایش کیفیت ساخت در جامعه مهندسی آغاز شده است.

ساختمان‌های فولادی بخش قابل توجهی از ساخت و ساز در ایران را تشکیل می‌دهد. در این جزوه مرور مختصری بر ضوابط و جزئیات ساختمان‌های فولادی شده و سعی شده است که دانشجویان رشته مهندسی معماری شناخت بهتری از این سازه‌ها بدست آورند. در ضمن نکات لازم برای مهندسان معماری از دیدگاه طراحی سازه‌های فولادی ارائه می‌شود تا در هنگام طراحی اولیه پلان‌ها ضوابط لازم سازه‌ای را در نظر داشته باشند.

۱-۱- مزایای سازه‌های فولادی

۱- **مقاومت بالا** : مقاومت فولاد بالا بوده و نسبت مقاومت به وزن آن از بتن بیشتر است. این موضوع در سوله‌های با دهانه‌های بزرگ و ساختمان‌های مرتفع و ساختمان‌هایی که بر روی زمین‌های سست احداث می‌شوند، از اهمیت بیشتری برخوردار است.

۲- **خواص ارتجاعی** : به علت همگن بودن فولاد، خواص ارتجاعی محاسباتی آن با تقریب بسیار خوبی مصداق عملی دارد. فولاد تا محدوده وسیعی از تنش‌ها از قانون هوک به‌خوبی پیروی می‌کند.

۳- **شکل‌پذیری** : یکی از خواص مهم مصالح فلزی شکل‌پذیری آن‌هاست. فلزات قادرند تمرکز تنش را که در واقع علت شروع خرابی است و نیروهای دینامیکی و ضربه‌ای را تحمل نمایند، در حالی که بتن ترد و شکننده بوده و عملکرد آن در مقابل این نیروها بسیار ضعیف است.

۴- **خواص یکنواخت** : فولاد در داخل کارخانه و تحت نظارت دقیق تهیه می‌شود، لذا خواص آن بر خلاف بتن یکنواخت است. اطمینان در یکنواختی خواص مصالح باعث انتخاب ضریب اطمینان کوچکتر می‌شود که این به نوبه خود منجر به صرفه جویی در مصرف مصالح می‌شود.

۵- **دوام** : دوام فولاد بسیار خوب است. اگر در نگهداری ساختمان‌های فلزی دقت کافی صورت گیرد، برای سالیان متمادی قابل بهره‌برداری خواهند بود.

۶- **پیوستگی مصالح** : قطعات فلزی عموماً با توجه به مواد متشکله آن پیوسته و همگن هستند، ولی در قطعات بتنی در هر زلزله به پوشش بتنی روی میلگرد صدمه وارد می‌گردد. ترک‌هایی که در پوشش بتن پدید می‌آید، موجب ضعف قطعه شده و احتمال دارد که ساختمان در پس لرزه یا زلزله بعدی تخریب شود.

۷- **وزن کم** : میانگین وزن اسکلت فولادی به‌مراتب کمتر از سازه‌های بتنی است.

۸- **اشغال فضا** : در دو ساختمان مشابه از نظر ارتفاع و ابعاد، ستون‌ها و تیرهای ساختمان فلزی از نظر ابعاد کوچکتر از ساختمان بتنی هستند، یعنی سطح اشغال اسکلت یا فضای مرده در ساختمان‌های بتنی بیشتر است.

۹- **امکان مقاوم سازی و توسعه سازه** : اعضاء ضعیف ساختمان فلزی (در اثر محاسبات اشتباه، تغییر مقررات و ضوابط، اجرا و ...) را می‌توان با اضافه نمودن قطعات جدید، تقویت نمود، ولی در مورد اسکلت بتنی این عمل به راحتی قابل انجام نمی‌باشد.

۱۰- **شرایط آسان ساخت و نصب** : تهیه قطعات فلزی در کارخانه و نصب آن در محل، در هر شرایط جوی با اعمال تهمیدات لازم قابل انجام است. در مورد ساختمان‌های بتنی محدودیتهای بیشتری در این رابطه وجود دارد.

۱۱- **سرعت اجرا** : سرعت نصب قطعات فلزی نسبت به قطعات بتنی بسیار بیشتر است.

۱۲- پرت مصالح : با توجه به اینکه قطعات اسکلت فلزی در کارخانه تولید می‌شود، میزان هدر رفتن مصالح نسبت به تهیه و بکارگیری بتن کمتر است.

۲-۱- معایب ساختمان‌های فلزی

۱- ضعف در برابر حرارت : مقاومت فلز با افزایش دما کاهش می‌یابد. اگر دمای اسکلت فلزی به حدود ۶۰۰ درجه سانتی گراد برسد، پایداری ساختمان به خطر می‌افتد.

۲- خوردگی فلز در مقابل عوامل خارجی : ساختمان‌های فلزی در مقابل عوامل جوی دچار خوردگی شده و از ابعاد مفید آنها کاسته می‌شود. ضمناً مخارج نگهداری و محافظت آنها هم زیاد است.

۳- تمایل قطعات فشاری به کمانش : با توجه به اینکه تعداد قطعات فلزی زیاد بوده و ابعاد آنها معمولاً کوچک است، تمایل به کمانش در این قطعات زیاد بوده و این موضوع یک نقطه ضعف محسوب می‌شود.

۴- جوش نامناسب : استفاده از پیچ و مهره و تهیه قطعات در کارخانه، اقتصادی‌ترین و فنی‌ترین کار می‌باشد که در کشور ما برای ساختمان‌های متداول انجام چنین کاری مقدور نیست. استفاده از جوش برای اتصالات، به علت مهارت کم جوشکاران، قدیمی بودن ماشین آلات، عدم کنترل دقیق توسط مهندسين ناظر، گران بودن هزینه آزمایش جوش و... بزرگترین ضعف اسکلت‌های فلزی می‌باشد.

۵- هزینه بیشتر: سازه‌های فولادی در مقایسه با سازه‌های بتنی افزایش هزینه ساخت را در بر دارند.

۳-۱- انواع فولادها

۱- فولادهای ساده کربنی (Fe-C)

۲- فولادهای آلیاژی (Fe-C + Alloy Elements)

۱-۳-۱- تقسیم بندی انواع فولادهای ساده کربنی

۱- فولادهای کم کربن (Low Carbon Steel): $0.3 < \%C < 0.25$

۲- فولادهای کربن متوسط (Medium Carbon Steel): $0.7 < \%C < 0.65$

۳- فولادهای با کربن بالا (High Carbon Steel): $0.7 < \%C < 0.65$

۱-۳-۲- تاثیر آلیاژهای مختلف بر روی خواص فولاد

۱- کربن (Carbon): از آن جایی که میزان سختی پذیری (hardenability) در فولاد را معین می‌کند مهمترین عنصر موجود در فولاد است. هرچه میزان کربن بیشتر باشد فولاد سخت تر می‌شود. اگر فولاد کربنی (بالای ۰,۳۰ درصد) جوشکاری شود و ناگهان سرد شود یک ناحیه ترد و شکننده (brittle) در کنار جوش ایجاد می‌گردد. به علاوه اگر کربن اضافی از مخلوط گازهای جوشکاری بدست آید، جوش بوجود آمده آنقدر سخت می‌شود که به آسانی ترک می‌خورد. به طور کلی بهترین جوش هنگامی ایجاد می‌شود که میزان کربن موجود در فولاد تا جای ممکن کمترین حد خود باشد.

۲- منگنز (Manganese): در فولاد باعث افزایش سختی پذیری و استحکام کششی (tensile strength) می‌شود. به هر حال اگر مقدار منگنز بالای ۰,۶۰ درصد باشد و بخصوص اگر با درجه بالایی از کربن ترکیب شود، قابلیت

جوشکاری قطعا کم خواهد شد. در این شرایط معمولاً ترک افزون ایجاد خواهد شد. اگر میزان منگنز خیلی کم باشد تخلخل داخلی (internal porosity) و ترک ممکن است گسترش یابد. بهترین نتیجه جوشکاری وقتی بدست می‌آید که فولاد محتوی ۰,۴۰ تا ۰,۶۰ درصد منگنز باشد.

۳- سیلیکون (Silicon): برای بهبود کیفیت و استحکام کششی در فولاد بکار می‌آید. میزان بالای سیلیکون بخصوص همراه با کربن بالا منتج به ترک می‌شود.

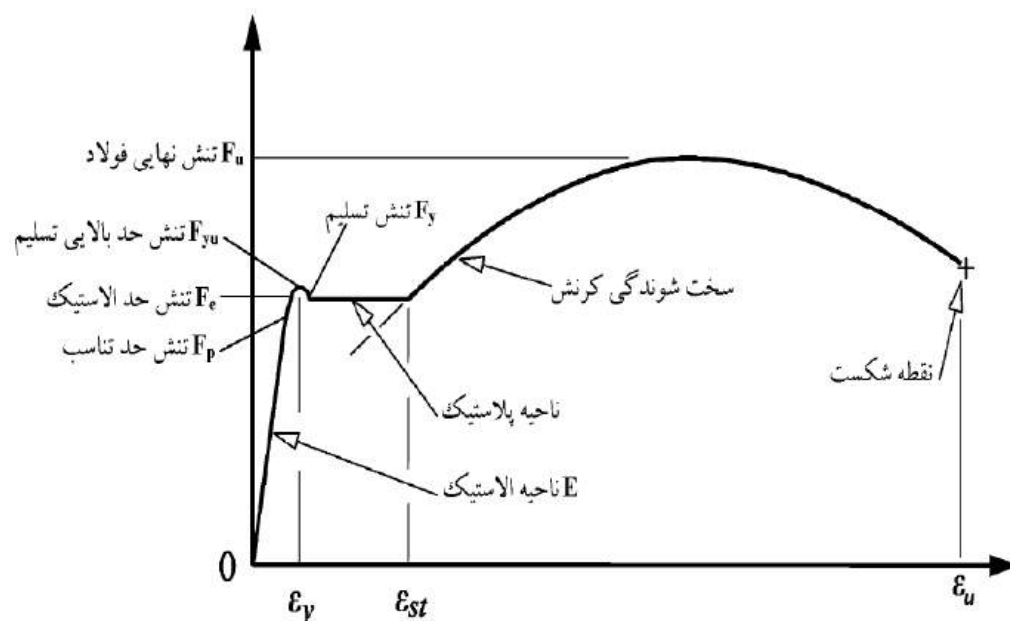
۴- گوگرد (Sulfur): اغلب برای بهبود خواص ماشین کاری (machining) فولاد به آن اضافه می‌گردد. به هر حال مقدار آن در انواع دیگر فولاد پایین نگه داشته می‌شود (۰,۰۳۵ درصد و حداکثر ۰,۰۵ درصد) زیرا که درصد بالای گوگرد احتمال ترک را افزایش می‌دهد. فولادهای ماشینی پر گوگرد به‌طور معمول با الکتروود کم هیدروژن بدون هیچ دشواری جوشکاری می‌شوند.

۵- فسفر (Phosphorus): به عنوان ناخالصی در فولاد در نظر گرفته می‌شود در نتیجه مقدار آن تا حد امکان پایین نگهداشته میشود. میزان فسفر بالای ۰,۰۴ درصد باعث میشود که جوش شکننده (brittle) شود.

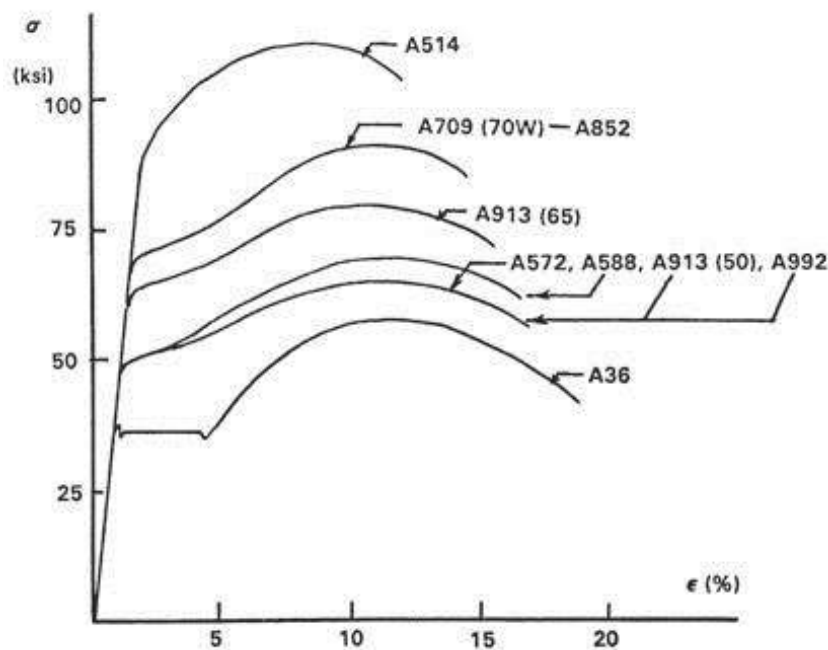
۶- عناصر دیگر (نیکل، کروم، وانادیم و غیره): تاثیرهای مختلفی بر قابلیت جوشکاری فلزات دارند. جوشکاری این آلیاژها باید با احتیاط خاصی انجام گیرد و معمولاً برای جلوگیری از ایجاد نواحی سخت و شکننده در جوش پیش‌گرمی (preheat) و پس‌گرمی (postheat) مورد نیاز می‌باشد.

۴-۱- منحنی تنش-کرنش فولاد

رابطه هوک به صورت: $\sigma = E\varepsilon$ می‌باشد که در آن σ تنش وارده، E مدول الاستیسیته و ε کرنش فولاد است. منحنی تنش و کرنش کلی فولاد به صورت زیر است.



منحنی تنش و کرنش انواع فولاد به صورت شکل زیر است. مشاهده می‌شود که شیب قسمت اولیه (خطی) کلیه فولادها یکسان است.



۵-۱- مشخصات فولاد

مشخصات کلی فولاد به شرح جدول زیر است:

مدول الاستیسیته	ضریب پواسون	وزن مخصوص	ضریب انبساط حرارتی	مدول برشی
$2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$	0.3	7850 Kg/m^3	$12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	$0.77 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

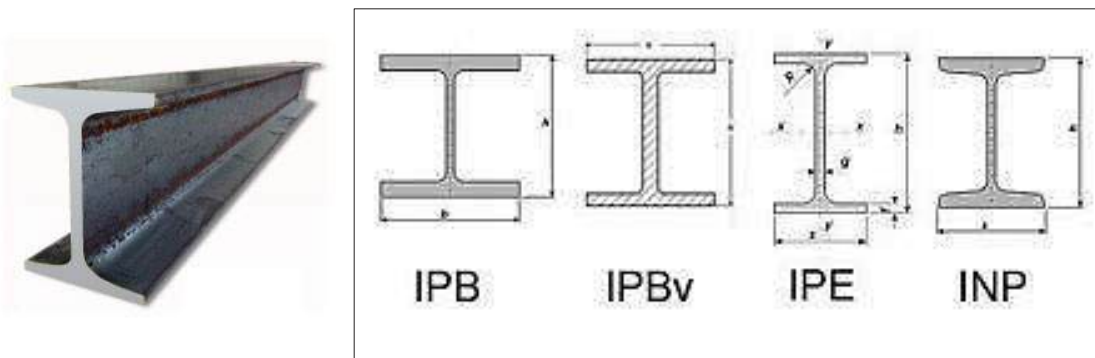
تنش تسلیم و تنش نهایی انواع فولاد با توجه به رده یا گرید آن به شرح جدول زیر است:

رده فولاد	تنش تسلیم (kg/cm^2)	تنش نهایی (kg/cm^2)
ST-37	2400	3700
ST-44	2750	4400
ST-52	3600	5200

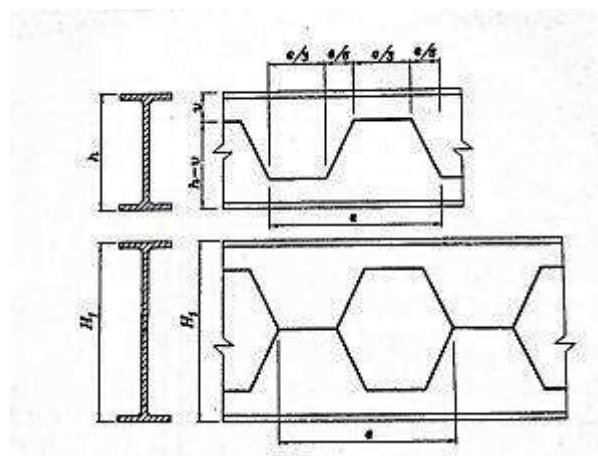
۶-۱- انواع مقاطع فولادی

۱-۶-۱- مقاطع I شکل

در سه نوع IPE، IPB و IINP موجود هستند. IPB ها با نام HE-A و HE-B نیز در بازار موجود هستند. عدد بعد از پروفیل نشان دهنده ارتفاع پروفیل به میلی متر است. به طور مثال IPE200 یعنی پروفیل I شکلی که ارتفاع آن ۲۰۰ میلی متر یا ۲۰ سانتی متر است. در مقطع IPE عرض بال تقریباً نصف ارتفاع کل مقطع است. در مقطع IPB عرض بال تقریباً برابر با ارتفاع کل مقطع است.



مقاطع لانه زنبوری از برش در این مقاطع حاصل می‌شوند (معمولا ارتفاع تیر لانه زنبوری ۱,۵ برابر تیر اولیه خواهد بود).

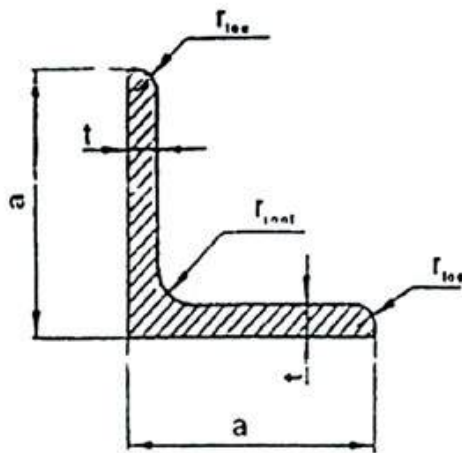


مشخصات دقیق پروفیل‌ها در جداول اشتال:

نوع پروفیل	تیر آهن نیم پهن I										ردیف IPE									
	ردیف IPE										ردیف IPE									
	ردیف IPE										ردیف IPE									
	ردیف IPE										ردیف IPE									
ارتفاع h (mm)	اندازه به میلی‌متر										سوراهای لوله طبق دین ۹۹۷ انتشار آگستر ۱۹۷۰									
	b	d	s	t	r	c	h/2c	F	G		a ₁	d ₁	w ₁							
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m		mm	mm	mm							
تیر آهن نیم پهن با لوله موازی																				
ردیف IPE (گرم غلطک خورده) طبق دین ۱۰۲۵ برگ ۵ انتشار مارس ۱۹۶۵																				
ردیف IPE معادل نرم اروپایی ۷۵ - ۱۹ است																				
80	80	46	3.8	5.2	5	10.2	69	7.84	6.00	80.1	20.0	3.24	8.49	3.89	1.05	63	8.4	26		
100	100	55	4.1	5.7	7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24	79	8.4	30		
120	120	64	4.4	6.3	7	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	4.90	27.7	8.65	1.45	96	8.4	36		
140	140	73	4.7	6.8	7	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	112	11	40		
160	160	82	5.0	7.4	9	16.4	127	20.1	15.8	889	109	6.58	68.3	16.7	1.84	129	13**	44		
180	180	91	5.3	8.0	9	17.0	146	23.9	18.8	1320	148	7.42	101	22.2	2.05	145	13	50		
200	200	100	5.6	8.6	12	20.5	159	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24	162	13	56		
220	220	110	5.9	9.2	12	21.2	177	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.3	2.48	179	17	60		
240	240	120	6.2	9.8	15	24.8	190	39.1	30.7	3990	324	9.97	284	47.3	2.69	196	17	68		
270	270	135	6.6	10.2	15	25.2	219	45.9	36.1	5790	429	11.2	420	62.2	3.02	220	21 17	72		
300	300	150	7.1	10.7	15	25.7	248	53.8	42.2	8380	557	12.5	604	80.5	3.35	245	23	80		
330	330	160	7.5	11.5	18	29.5	271	62.8	49.1	11770	713	13.7	788	98.5	3.55	270	26 23	88		
360	360	170	8.0	12.7	18	30.7	298	72.7	57.1	16270	904	15.0	1040	123	3.79	294	25	90		
400	400	180	8.6	13.5	21	34.5	331	84.5	66.3	23130	1160	16.5	1320	146	3.95	326	28 25	98		
450	450	190	9.4	14.6	21	35.6	378	98.8	77.6	33740	1500	18.5	1680	176	4.12	365	28	108		
500	500	200	10.2	16.0	21	37.0	426	118	90.7	48200	1930	20.4	2140	214	4.31	404	28	110		

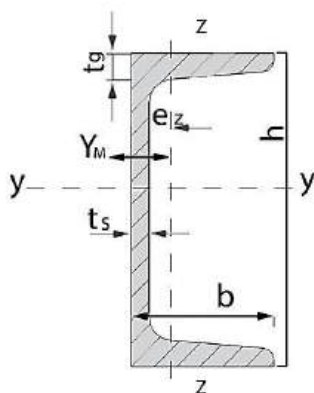
۱-۶-۲- مقاطع L شکل یا نبشی

مقطع آن به شکل L است. معمولاً در ایران نبشی‌های بال مساوی تولید می‌شود. پروفیل نبشی با طول دو ساق و ضخامت آن معرفی می‌شود. به‌طور مثال L100X100X10 یعنی نبشی که طول هر یکی از بال‌های آن ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت بال‌های آن ۱۰ میلی‌متر است.



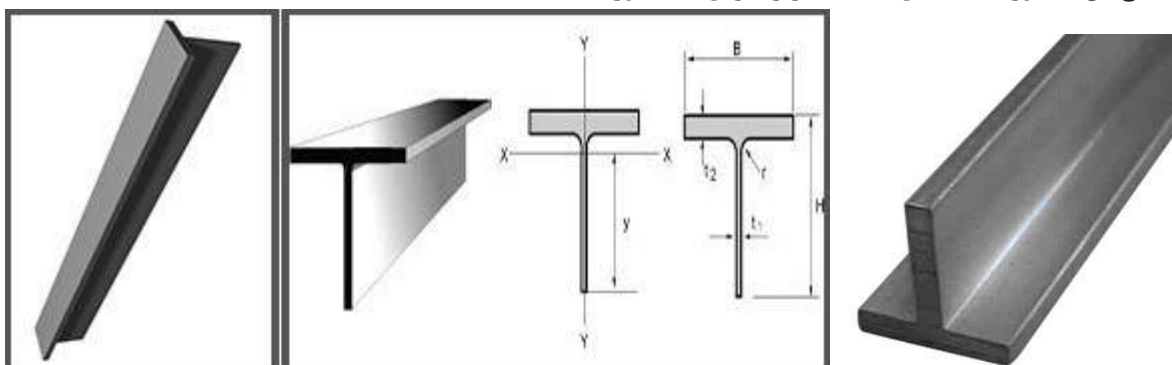
۱-۶-۳- مقاطع U شکل یا ناودانی

مقطع آن به شکل U است. عدد بعد از پروفیل نشان دهنده‌ی ارتفاع پروفیل به میلی‌متر است. به‌طور مثال UNP200 یعنی پروفیل U شکلی که ارتفاع آن ۲۰۰ میلی‌متر یا ۲۰ سانتی‌متر است.



۱-۶-۴- مقطع T شکل یا سپری

مقطع آن به‌صورت T شکل است (کاربرد: ریل آسانسور)



۱-۶-۵- مقاطع قوطی یا باکس

مقطع آن می‌تواند به صورت مربعی یا مستطیلی باشد. BOX200X200X12 یعنی مقطعی قوطی شکلی که اندازه هر ضلع آن ۲۰۰ میلی متر و ضخامت آن ۱۲ میلی متر است.

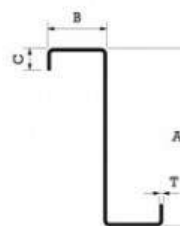


۱-۶-۶- مقاطع لوله



۱-۶-۷- مقاطع Z شکل

کاربرد اصلی این مقاطع در سوله‌ها به عنوان پرلین (لاپه) می‌باشد.

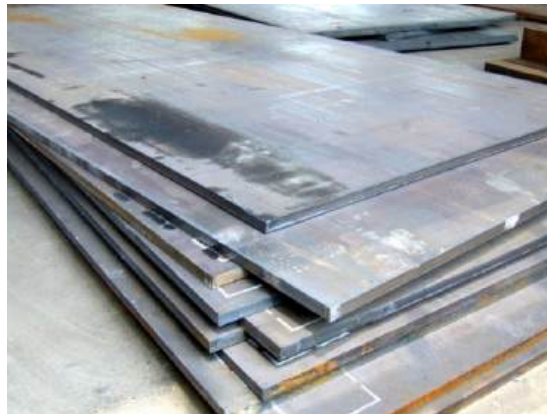


۱-۶-۸- انواع ورق‌ها و تسمه‌ها

به ابعای مختلف و ضخامت‌های ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۰، ۱۲، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و ... میلی متر قابل تهیه می‌باشند. نامگذاری آن به صورت نمایش ابعاد طول و عرض و نهایتاً ضخامت ورق می‌باشد. وزن یک ورق به صورت زیر محاسبه می‌شود:

PL400X400X20

$$W=7850*0.4*0.4*0.02=25.12 \text{ kg}$$



۱-۶-۹- انواع میلگردها

در میلگردها عدد نمایش داده شده پس از عنوان میلگرد قطر میلگرد به میلی متر است. به طور مثال $\Phi 6$ یعنی میلگردی که قطر سطح مقطع دایره‌ای شکل آن ۶ میلی متر است.

طبقه‌بندی	علامت مشخصه	استحکام تسلیم بالایی R_{eH} N/mm^2		استحکام کششی R_m N/mm^2
		حداقل	حداکثر	
ساده	س ۲۴۰	۲۴۰	-	۳۶۰
آج‌دار مارپیچ	آج ۳۴۰	۳۴۰	-	۵۰۰
	آج ۳۵۰	۳۵۰	۴۵۵	۵۰۰
آج‌دار جناغی	آج ۴۰۰	۴۰۰	-	۶۰۰
	آج ۴۲۰	۴۲۰	۵۴۵	۶۰۰
آج‌دار مرکب	آج ۵۰۰	۵۰۰	-	۶۵۰
	آج ۵۲۰	۵۲۰	۶۷۵	۶۹۰



نحوه محاسبه وزن یک متر طول میلگردهای مصرفی به شرح زیر است (d بر حسب متر):

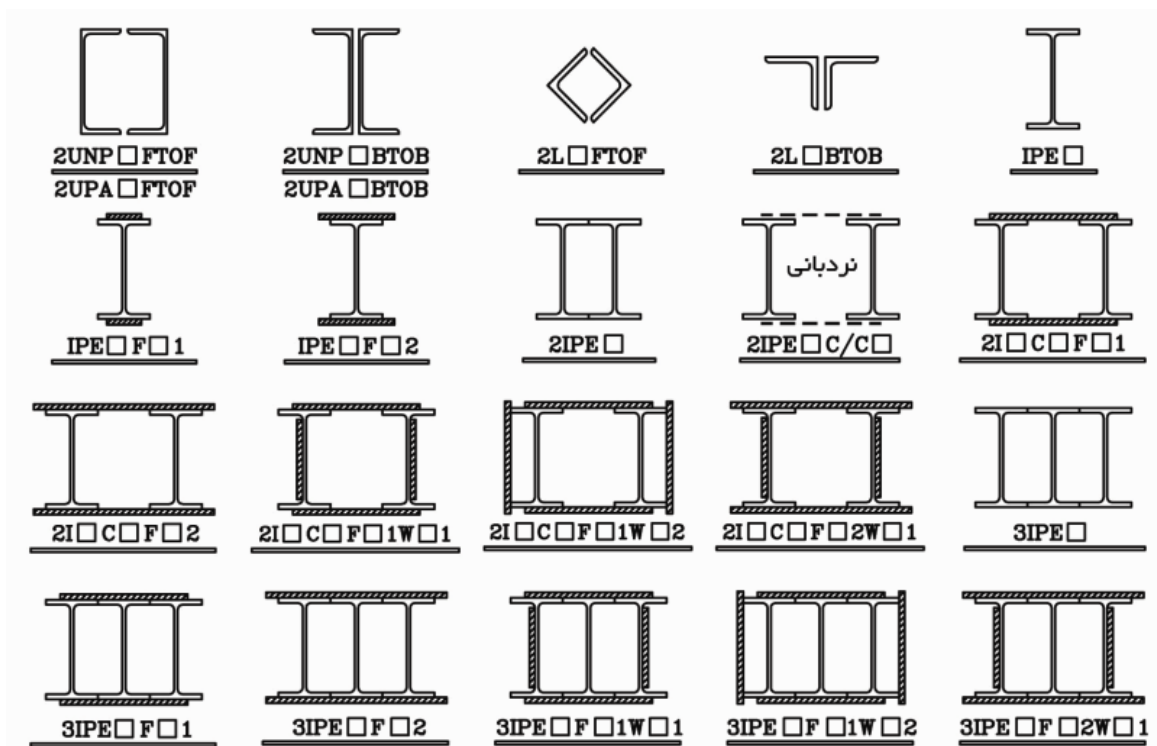
$$G = \left(\frac{\pi}{4} \times d^2 \right) \times 7850 = 6165.38 \times d^2$$

→ وزن یک متر طول میلگرد

بنابراین برای میلگردهای مختلف خواهیم داشت:

D: قطر آرماتور	G(kg/m)
Φ6	0.222
Φ8	0.395
Φ10	0.617
Φ12	0.888
Φ14	1.21
Φ16	1.58
Φ18	2.00
Φ20	2.47
Φ22	2.98
Φ25	3.85
Φ28	4.83

۱-۶-۱۰ - انواع مقاطع مرکب



۷-۱- مبانی طراحی

مبنای طراحی ساژه‌های فولادی بررسی و کنترل آن‌ها در حالت‌های حدی برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری است. مطالب زیر از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است:

۱-۱-۲-۱-۱۰ حالت‌های حدی

حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از سازه به هر یک از آن حالت‌ها برسند، قادر به انجام وظایف خود نبوده و از حیز انتفاع خارج می‌شوند. مطابق این مبحث، تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید به نحوی باشد که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، تحت شرایط بارگذاری محتمل، به هیچ یک از حالت‌های حدی زیر نرسد.

الف- حالت‌های حدی مقاومت

حالت‌های حدی مقاومت حالت‌هایی هستند که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، ضمن حفظ انسجام خود، تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر تسلیم، گسیختگی، کمانش و ...) از مقاومت کافی و شکل‌پذیری مورد نیاز برخوردار بوده و پس از رسیدن به هر یک از آنها پایداری خود را از دست می‌دهند.

ب- حالت‌های حدی بهره‌برداری

حالت‌های حدی بهره‌برداری حالت‌هایی هستند که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر قابلیت نگهداری، حفظ ظاهر، دوام، آسایش و ...) وظایف خود را به طور کامل انجام می‌دهند و پس از رسیدن به هر یک از آنها قادر به انجام وظایف خود نخواهند بود.

۱-۱-۲-۲-۱-۱۰ طراحی بر اساس حالت‌های حدی مقاومت

۱-۱-۲-۲-۱-۱۰ در این مبحث روش طراحی مورد استفاده برای تامین الزامات حالت‌های حدی مقاومت، روش ضرایب بار و مقاومت می‌باشد و از طریق دو سری ضرایب ایمنی به شرح زیر در تحلیل و طراحی منظور می‌گردد.

الف- اولین دسته ضرایب ایمنی از طریق تشدید ضرایب بارها منظور می‌شود و مقدار آنها به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بارها بستگی دارد. مقدار این دسته از ضرایب ایمنی باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد.

ب- دومین دسته ضرایب ایمنی از طریق ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) منظور می‌شود و مقدار آنها با توجه به دقت تئوری مورد استفاده در ضوابط طراحی، تغییرات احتمالی مشخصات مصالح و ابعاد مقطع تعیین می‌گردد. مقادیر ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

۱۰-۱-۲-۲-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی مقاومت باید مطابق جدول ۱۰-۱-۲-۱ در نظر گرفته شوند.

جدول ۱۰-۱-۲-۱ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی مقاومت

ردیف	معیار طراحی
۱	حالت‌های حدی مقاومت از قبیل تسلیم، گسیختگی، کمانش، تشکیل مکانیزم خرابی (فروریختگی) ^[۱]
۲	ناپایداری کلی از قبیل ناپایداری در برابر واژگونی و یا ناپایداری به علت تغییر مکان جانبی زیاد ^[۱]
۳	گسیختگی به علت خستگی ^[۲]
۴	کنترل آب جمع‌شدگی ^[۳]
۵	کنترل برای اثرهای خوردگی ^[۴]
۶	کنترل برای شرایط آتش‌سوزی ^[۵]
۷	کنترل برای ترد شکنی ^[۱]
۸	کنترل اتصال فولاد و بتن در قطعات مختلط ^[۱]

۱۰-۱-۲-۲-۳ در روش ضرایب بار و مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه باید چنان صورت گیرد که مقاومت طراحی (ϕR_n) بزرگتر یا مساوی مقاومت مورد نیاز (R_u) باشد. یعنی:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (10-1-2-1)$$

که در آن:

R_u = مقاومت مورد نیاز که منظور از آن همان نیروهای داخلی موجود در مقطع مورد نظر تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری است. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروهای داخلی باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی مقاومت مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شود.

ϕ = ضریب کاهش مقاومت. مقادیر ضریب کاهش مقاومت در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

جدول ۱۰-۱-۲-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری*

ردیف	معیار طراحی
۱	کنترل تغییر شکل‌ها
۲	کنترل تغییر مکان‌های جانبی
۳	کنترل ارتعاش
۴	ملاحظات پیش‌خیز
۵	ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد
۶	کنترل اثرات انقباض و انقباض
۷	کنترل لغزش اتصالات

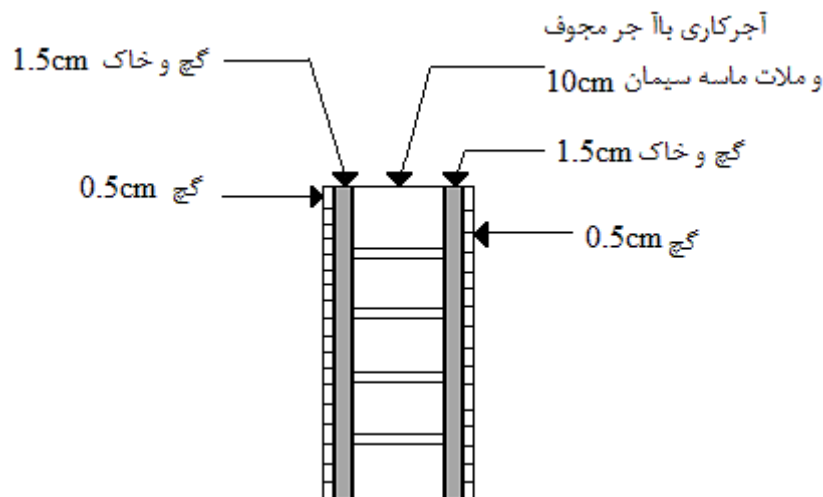
۲- فصل دوم- بارگذاری سازه‌ها

۲-۱- بارهای مرده

بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند تیر و ستون‌ها، دیوارها و کف‌ها، بام‌ها و سقف‌ها، راه پله، نازک کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهیم در اجزا سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت جز بارهای مرده محسوب می‌شوند.

جهت محاسبه وزن اجزای ساختمان می‌توان از جداول پیوست یک مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (جرم مخصوص مواد و مصالح) استفاده نمود.

مثال: وزن یک متر مربع دیوار به مشخصات زیر را محاسبه نمایید.



ردیف	جزئیات	بار واحد حجم (kg/m^3)	ضخامت (m)	بار واحد (kg/m^2)
۱	ملات گچ	۱۳۰۰	۰/۰۰۵	$۱۳۰۰ * ۰/۰۰۵ = ۰/۰۰۶۵$
۲	ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰/۰۱۵	$۱۶۰۰ * ۰/۰۱۵ = ۰/۰۲۴$
۳	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰/۱	$۸۵۰ * ۰/۱ = ۸۵$
مجموع				۱۴۶ kg/m^2

ردیف	جزئیات	جرم واحد حجم (kg/m ³)	ضخامت (m)	بار کل (kg/m ²)
۱	سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰/۰۲	۲۴۰۰ * ۰/۰۲ = ۴۸
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰/۰۲	۲۱۰۰ * ۰/۰۲ = ۴۲
۳	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰/۲	۸۵۰ * ۰/۲ = ۱۷۰
۴	ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰/۰۲	۱۶۰۰ * ۰/۰۲ = ۳۲
۵	ملات گچ	۱۳۰۰	۰/۰۱	۱۳۰۰ * ۰/۰۱ = ۱۳
مجموع		۳۰۵ kg/ m ²		

The diagram shows a cross-section of a composite floor slab. The total width is 40 cm, with a central section of 10 cm. The total height is 25 cm. The layers from top to bottom are:

- 2.5 cm موزائیک (Mosaic)
- 2 cm ملات ماسه سیمان (Sand-cement mortar)
- 10 cm پوکه آجر با ملات سیمان (Brick rubble with cement mortar)
- 5 cm دال بتنی (Concrete slab)
- عدد بلوک سفالی ۱۰ 8 kg (10 hollow clay blocks, 8 kg each)
- تیرچه بتنی (Concrete beam)
- ملات گچ و خاک 2cm (Gypsum and sand mortar)
- اندود گچ 1cm (Gypsum plaster)

۲-۲- بارهای زنده

بارهای زنده عبارتند از بارهای غیر دائمی که در حین استفاده و بهره برداری از ساختمان به آن وارد می‌شوند. این بارها شامل بار ناشی از برف، باد یا زلزله نمی‌شوند. بارهای زنده با توجه به نوع کاربری ساختمان و یا هر بخش از آن، و مقداری که احتمال دارد در طول مدت عمر ساختمان به آن وارد گردد، تعریف می‌شوند.

جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام یا پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بام‌های دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای یا سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قاب‌های نگهدارنده یک فضا بلند	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳ ^(۳)	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵ ^(۳)	—
۳-۲	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵ ^(۳)	—
۴-۲	سینماها و تئاترها	۵ ^(۳)	—
۵-۲	صحنه سینماها و تئاترها	۷٫۵ ^(۳)	—
۶-۲	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵ ^(۳)	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	۶ ^(۳)	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵ ^(۳)	—
۹-۲	پایانه‌های مسافری	۶ ^(۳)	—
۳	راهروها، راه پله‌ها ^(۴) و بالکن‌ها		
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راه‌های منتهی به درب‌های خروجی	۵ ^(۴)	۱٫۳ ^(۱۴)
۴-۳	راه پله اضطراری	۵	۱٫۳
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات	۲	۱٫۳

برای مشاهده بار زنده سایر کاربری‌ها به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مراجعه شود.

۲-۱- ضوابط مربوط به تیغه‌های داخلی

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم‌کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به ۰٫۵ کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آن‌ها از ۰٫۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به‌عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

۲-۳- بار برف و بار باد

با توجه به محل قرارگیری ساختمان و شرایط هندسی و وضعیت قرارگیری آن مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود.

جدول ۶-۱-۲ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) کیلومتر بر ساعت	فشار مبنای (q) نیوتن بر متر مربع
۱	آبادان	۹۰	۰٫۴۹۶
۲	آباد	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۳	آبعلی	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۴	اراک	۹۰	۰٫۴۹۶
۵	اردبیل	۱۳۰	۱٫۰۳۶
۶	ارومیه	۹۰	۰٫۴۹۶
۷	آغاچاری	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۸	اصفهان	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۹	امیدیه	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۱۰	اهواز	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۱۱	ایران‌شهر	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۱۲	بایلسر	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۱۳	بجنورد	۱۳۰	۱٫۰۳۶
۱۴	بم	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۱۵	بندر انزلی	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۱۶	بندر عباس	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۱۷	بندر لنگه	۹۰	۰٫۴۹۶
۱۸	بوشهر	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۱۹	بیرجند	۹۰	۰٫۴۹۶
۲۰	پارس آباد مغان	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۲۱	تبریز	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۲۲	تربت حیدریه	۸۰	۰٫۳۹۲
۲۳	تهران	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۲۴	جاسک	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۲۵	جزیره سیری	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۲۶	جزیره کیش	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۲۷	چابهار	۹۰	۰٫۴۹۶
۲۸	خرم آباد	۸۰	۰٫۳۹۲
۲۹	خوی	۹۰	۰٫۴۹۶

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) کیلومتر بر ساعت	فشار مبنای (q) نیوتن بر متر مربع
۳۰	دزفول	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۳۱	راسر	۹۰	۰٫۴۹۶
۳۲	رشت	۹۰	۰٫۴۹۶
۳۳	زابل	۱۲۰	۰٫۸۸۳
۳۴	زاهدان	۱۳۰	۱٫۰۳۶
۳۵	زنجان	۸۰	۰٫۳۹۲
۳۶	سبزوار	۹۰	۰٫۴۹۶
۳۷	سرخس	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۳۸	سقز	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۳۹	سمنان	۸۰	۰٫۳۹۲
۴۰	سنندج	۹۰	۰٫۴۹۶
۴۱	شاهرود	۸۰	۰٫۳۹۲
۴۲	شهرکرد	۸۰	۰٫۳۹۲
۴۳	شیراز	۸۰	۰٫۳۹۲
۴۴	طیس	۹۰	۰٫۴۹۶
۴۵	قبا	۹۰	۰٫۴۹۶
۴۶	قلم شهر	۹۰	۰٫۴۹۶
۴۷	قزوین	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۴۸	قم	۹۰	۰٫۴۹۶
۴۹	کاشان	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۵۰	کرمان	۱۳۰	۱٫۰۳۶
۵۱	کرمانشاه	۹۰	۰٫۴۹۶
۵۲	گرگان	۸۰	۰٫۳۹۲
۵۳	مرغه	۱۱۰	۰٫۷۴۱
۵۴	مشهد	۹۰	۰٫۴۹۶
۵۵	منجیل	۱۳۰	۱٫۰۳۶
۵۶	نوشهر	۹۰	۰٫۴۹۶
۵۷	همدان	۱۰۰	۰٫۶۱۳
۵۸	یزد	۱۱۰	۰٫۷۴۱

۴-۲- بار زلزله

نیروی برشی پایه ناشی از زلزله وارد بر ساختمان‌ها به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V = C W$$

که در رابطه فوق V نیروی برشی پایه ناشی از زلزله، W وزن لرزه‌ای ساختمان و C ضریب زلزله می‌باشد که به شرح زیر است:

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

۴-۲-۱- شتاب مبنای طرح (A)

این ضریب بیانگر بیشینه شتاب موثر متناظر با بالاترین سطح زلزله محتمل در هر منطقه است. برای محاسبه A یک نقشه پهنه‌بندی خطر زلزله بر اساس پارامترهایی نظیر مطالعات زلزله‌شناسی، زلزله‌های پیشین، وضعیت گسل‌ها و ... تهیه شده، که با توجه به آن ایران به ۴ منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم تقسیم‌بندی شده است و با توجه به این پهنه‌بندی مقدار A بین اعداد ۰.۲ و ۰.۳۵ متغیر است. به‌طور مثال ضریب A برای شهر تهران برابر با ۰.۳۵ و برای شهر زنجان برابر با ۰.۳ می‌باشد.

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۴-۲-۲- ضریب بازتاب (B)

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. ارتفاع و نوع سازه ساختمان در این پارامتر تاثیرگذار است. یکی دیگر از عوامل تاثیر گذار بر روی ضریب B جنس خاک است. بر این اساس زمین‌ها به چهار دسته تقسیم‌بندی شده‌اند. این تقسیم‌بندی بر اساس جنس خاک و لایه‌بندی خاک تا عمق ۳۰ متر و یا سرعت موج برشی تا این عمق می‌باشد. هر چقدر سختی زمین بیشتر باشد نیروهای وارد بر سازه کمتر می‌گردد. زمین نوع I سخت‌ترین و زمین نوع IV نرم‌ترین نوع زمین است. در هر صورت اگر به هر دلیل در تشخیص نوع زمین تردیدی وجود داشته باشد، باید زمین با سختی کمتر را در نظر گرفت..

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

۲-۴-۳- ضریب اهمیت (I)

با توجه به بی‌اطمینانی در تعیین نیروهای ناشی از زلزله، منطقی نیست که تمام سازه‌ها برای یک مقدار نیرو طراحی شوند، لذا ساختمان‌ها با توجه به اهمیت آنها به ۴ دسته تقسیم می‌شوند و با توجه به این تقسیم بندی ضریب I بین ۰٫۸ تا ۱٫۴ متغیر است. با اعمال این ضریب نیروی زلزله نسبت به حالت عادی مقداری بیشتر یا کمتر در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت	طبقه‌بندی ساختمان
$1/4$	گروه ۱
$1/2$	گروه ۲
$1/0$	گروه ۳
$0/8$	گروه ۴

ساختمان‌ها با اهمیت خیلی زیاد (گروه ۱):

بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد. ساختمان‌ها و تاسیساتی که خرابی آنها موجب

انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند جزو این گروه ساختمان‌ها منظور می‌گردند.

ساختمان‌ها با اهمیت زیاد (گروه ۲):

مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد. موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به‌طور کلی مراکزی که در آن‌ها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگه داری می‌شود. پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

ساختمان‌ها با اهمیت متوسط (گروه ۳):

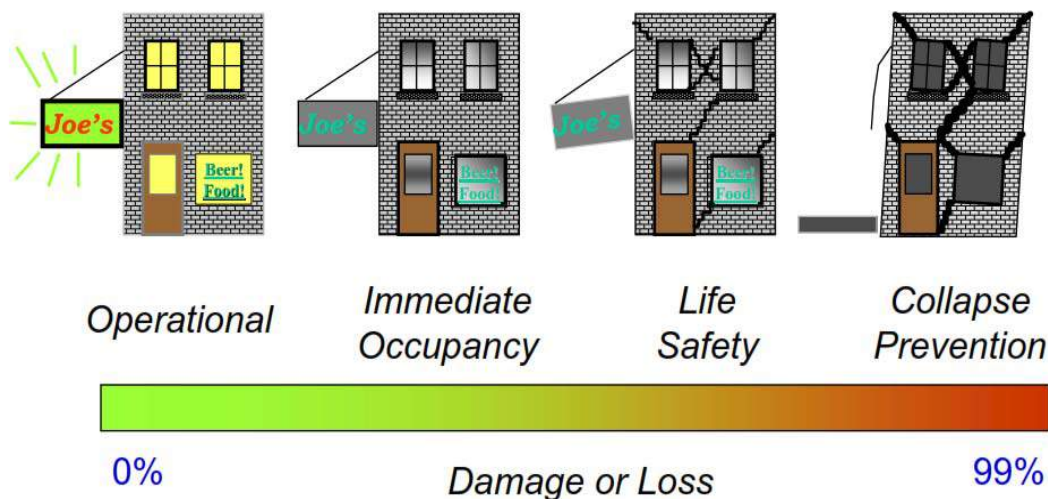
ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چند طبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

ساختمان‌ها با اهمیت کم (گروه ۴):

انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگه داری دام. ساختمان‌های موقت که مدت بهره برداری از آن‌ها کم‌تر از ۲ سال است.

فرض آیین نامه ۲۸۰۰ در محاسبه نیروهای زلزله، سطح خطر ۱ (۱۰ درصد وقوع در ۵۰ سال) و سطح عملکرد O برای سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد، IO برای سازه‌های با اهمیت زیاد، LS برای سازه‌های با اهمیت متوسط و سطح عملکرد CP برای سازه‌های با اهمیت کم است.

“Standard” Structural Performance Levels



۲-۴-۴- ضریب رفتار ساختمان (Ru)

ضریب Ru بیانگر قابلیت سازه برای تحمل بارهای بالاتر از حد طراحی و میزان استهلاک انرژی از طریق تغییر فرم‌های غیرالاستیک است. هر چه سیستم سازه‌ای ضعیف‌تر و شکننده‌تر باشد، مقدار R کمتری را داشته و هر چه مقاوم‌تر و شکل‌پذیرتر باشد، Ru بزرگتری را به خود اختصاص خواهد داد.

۲-۵- ترکیبات بارها

- | | |
|--|------------------------------|
| ۱) $1/4D$ | L : بار زنده طبقات به جز بام |
| ۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$ | D : بار مرده |
| ۳) $1/2D + 1/6(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/4W)]$ | L_T : بار زنده بام |
| ۴) $1/2D + 1/0(1/4W) + L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$ | R : بار باران |
| ۵) $1/2D + 1/0E + L + 0/2S$ | S : بار برف |
| ۶) $0/9D + 1/0(1/4W)$ | E : بار زلزله طرح |
| ۷) $0/9D + 1/0E$ | T : بار خود کرنشی |
| ۸) $1/2D + 0/5L + 0/5(L_T \text{ یا } S) + 1/2T$ | W : بار باد |
| ۹) $1/2D + 1/6L + 1/6(L_T \text{ یا } S) + 1/0T$ | |

۳- فصل سوم- انواع سقف‌های رایج در سازه‌های فولادی

۳-۱- سقف تیرچه بلوک (تیرچه بتنی)

این روش از رایج‌ترین اجرای سقف هاست که امروزه نیز به‌طور وسیعی در صنعت ساختمان سازی مورد استفاده قرار می‌گیرد. ضوابط طراحی در نشریه شماره ۵۴۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور (دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک - تیرچه‌های پیش ساخته خرابایی و تیرچه‌های فولادی با جان باز) ارائه شده است.

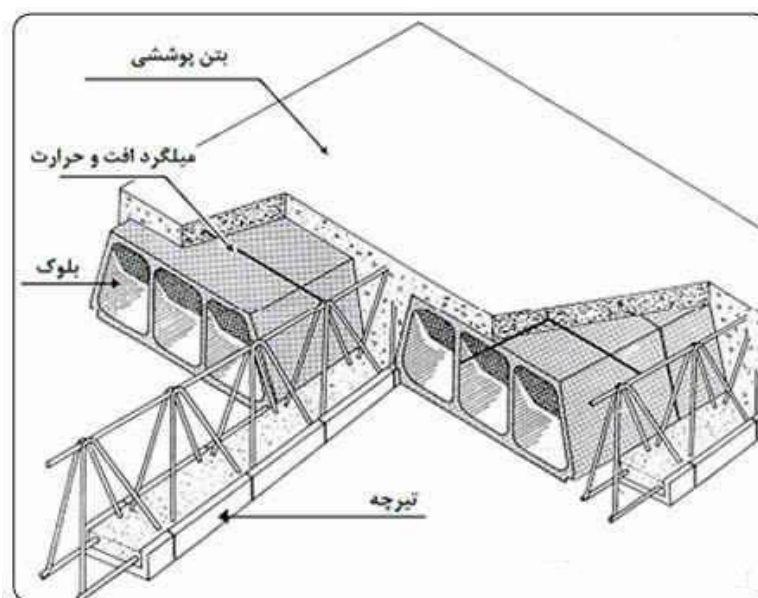
۳-۱-۱- مزایا تیرچه‌های بتنی

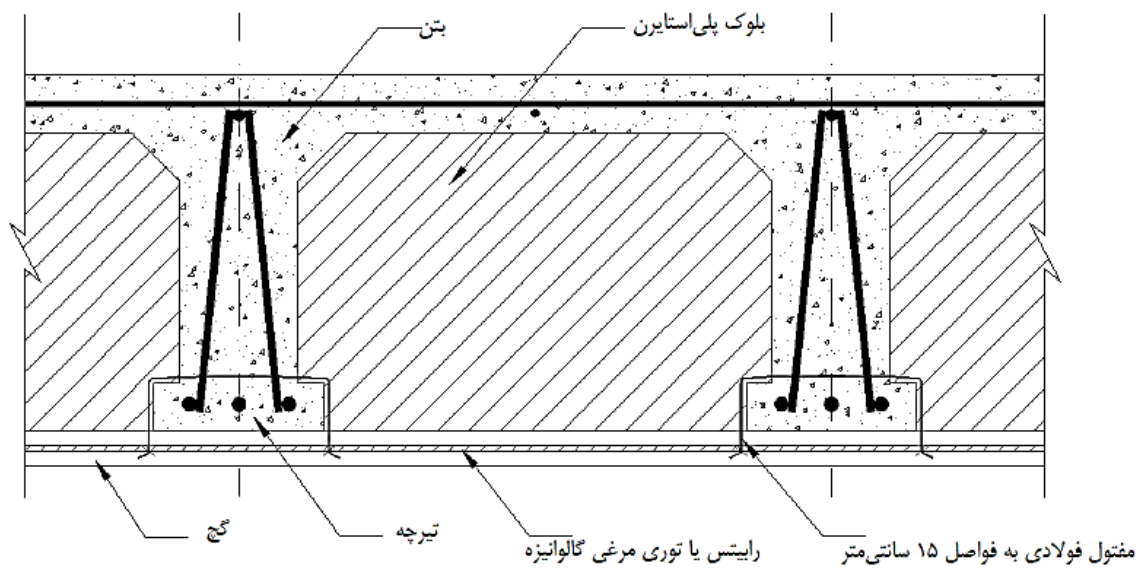
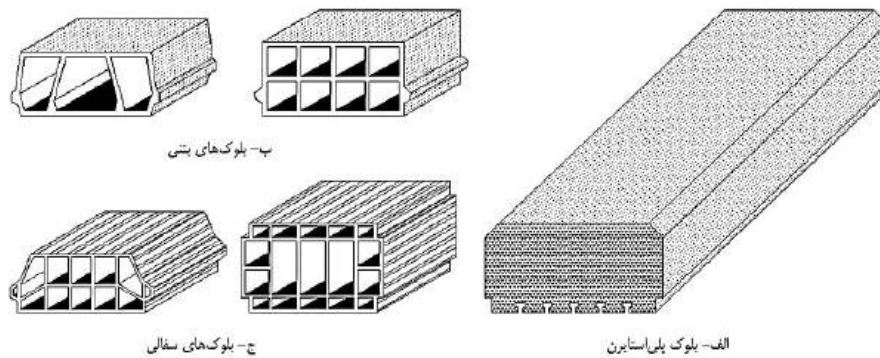
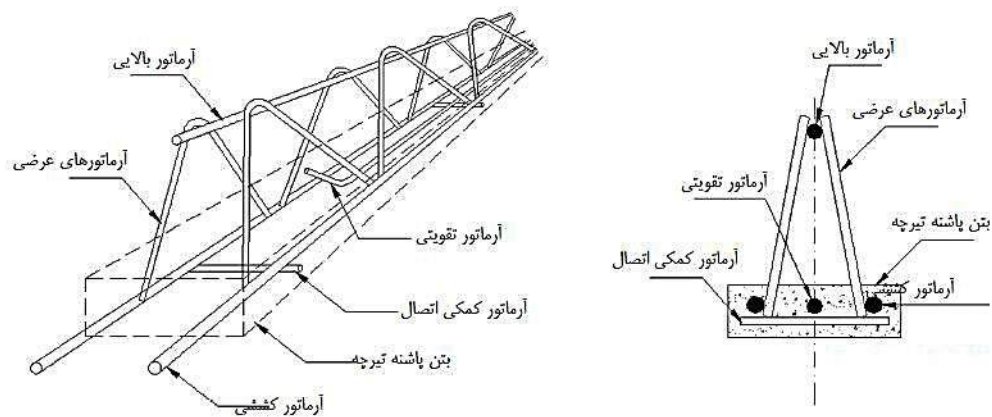
تامین صلبیت مطلوب
عدم نیاز به نیروی انسانی با مهارت بالا
کاهش مقدار بتن ریزی و بار مرده سقف

۳-۱-۲- معایب تیرچه‌های بتنی

عملکرد ضعیف در دهانه‌های بلند و لزوم افزایش ارتفاع در دهانه‌های بلند و یا استفاده از تیرچه دویل
خیز زیاد در دهانه‌های بلند
افزایش زمان اجرا نسبت به تیرچه‌های فولادی

۳-۱-۳- جزئیات سقف





شکل ۲-۱۴- جزئیات اجرایی اندود زیر بلوک سقفی پلی‌استایرن

اجزای این سیستم عبارتند از:

- ۱- تیرچه بتنی
- ۲- بلوک سیمانی یا سفالی یا یونولیتی (یا بدون بلوک)
- ۳- میلگرد افت و حرارت

۴- میلگردهای تقویتی

۵- بتن پوشش رویه

سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های زیر رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

الف - عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

ب - فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.

الف - ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.

حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت تیرچه) با تیرچه‌های تک نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد که این عدد به ۷ متر کاهش پیدا کرده و برای دهانه‌های بیش از ۷ متر از تیرچه دابل استفاده شود. سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک یا مرتعش، بکار بردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود. در مورد پارکینگ‌ها نیز استفاده از این سقف توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد توصیه می‌شود که ضخامت دال بتنی رویه حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، یک یا چند کلاف عرضی در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه شود. ارتفاع بتن پاشنه باید به مقداری باشد که قابل بتن ریزی بوده و پوشش بتن کافی روی آرماتور را تأمین نماید و همچنین پس از قرارگرفتن بلوک روی تیرچه‌ها، سطح زیرین بلوک با سطح زیرین تیرچه، هم سطح گردد. ضخامت بتن پاشنه حداقل ۴ و حداکثر ۵٫۵ سانتی متر است و نباید از قطر بزرگترین میلگرد کششی به اضافه ۳ سانتی متر کمتر باشد.

۳-۱-۴- ضوابط آرماتور فوقانی

آرماتور فوقانی باید آجدار باشد و برای تعیین قطر آن می‌توان از جدول زیر استفاده نمود. چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش جوش مقاومتی (نقطه جوش) تولید شوند، مقادیر جدول زیر را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

۳-۱-۵- ضوابط آرماتورهای کششی

۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۳ این نشریه توضیح داده شده است.

۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.

۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.

۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.

۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{\min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \quad (26-2)$$

محاسبه ρ و $\rho_{\min}$ با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب $\text{MPa (N/mm}^2\text{)}$ و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتور بر حسب $\text{MPa (N/mm}^2\text{)}$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از $\rho_{\min}$ کمتر باشد، می‌توان با قراردادن ۱/۳۳ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲۶-۲) صرف‌نظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار ρ_b مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۲-۱) کمتر باشد.

شرایط محیطی	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

۳-۱-۶- ضوابط آرماتورهای عرضی

- (۱) آرماتورهای عرضی می‌تواند به صورت تک و یا دوبل اجرا شود.
- (۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35 \frac{b_w s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب (N/mm^2) MPa می‌باشد.
- (۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرابای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرابای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خراباهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.
- (۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.
- (۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.
- (۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

۳-۱-۷- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت و آرماتور منفی

- (۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.
 - (۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.
 - (۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:
- | | |
|---|--------|
| الف - برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 | ۰/۰۰۲ |
| ب - برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار | ۰/۰۰۱۸ |
| ج - برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر | ۰/۰۰۱۵ |
- (۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.
 - (۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.
 - (۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵ درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{1}{5}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۳-۱-۸- ضوابط و محدودیت‌های کلاف‌های میانی

- ۱) عملکرد کلاف میانی، جلوگیری از پيچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد، کلاف میانی اجرا می‌شود.
- ۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.
- ۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.
- ۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت، طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف، برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.
- ۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر، دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر، ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف، برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

۳-۱-۹- ضوابط و محدودیت‌های بتن پوششی

- ۱- بتن پوششی درجا، به عنوان جان تیرچه‌ها و همچنین به عنوان پوشش و قسمت فشاری مقطع T شکل در سقف‌های تیرچه و بلوک عمل می‌نماید.
- ۲- حداقل ضخامت بتن پوشش روی بلوک‌ها، ۵ سانتی‌متر و حداقل رده‌ی آن C20 است.
- ۳- مشخصات مربوط به دانه‌بندی، نسبت آب به سیمان، طرح اختلاط و نگهداری بتن پوششی سقف‌های تیرچه و بلوک، وجه تمایزی نسبت به مشخصات کلی بتن ندارد و باید منطبق با آیین‌نامه بتن ایران (نشریه شماره ۱۲۰) و همچنین مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی (نشریه شماره ۵۵) باشد.

۳-۱-۱۰- ضوابط کنترل خیز تیرچه‌های بتنی

- ۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر

جدول باید در ضریب $(\frac{f_y}{4} + 0.7)$ ضرب شوند.

معمولاً عملکرد تیرچه‌ها به صورت تکیه‌گاه‌های ساده می‌باشد. در صورت استفاده از تکیه‌گاه‌های پیوسته به منظور کاهش ضخامت سقف در دهانه‌های بلند باید از آرماتور منفی در تکیه‌گاه استفاده شود.
مثال: ضخامت سقف تیرچه و بلوک برای دهانه ۷ متری با آرماتور S300 (با فرض تکیه‌گاه‌های ساده):

$$t_{min} = \frac{700}{20} \left(0.4 + \frac{300}{700} \right) = 29.7 \text{ cm} \rightarrow h = 300 \text{ mm is OK.}$$

۳-۲- تیرچه‌های فولادی (کرمیت)

در سیستم سقف کرمیت امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه‌های بلند و بارهای سنگین وجود دارد. تاکنون سقف با دهانه ۱۲/۵ متر و همچنین سقف با شدت بار ۷ تن بر متر مربع اجرا شده که در هر مورد آزمایش‌های بارگذاری، ایمنی سقف را تایید کرده اند. ضوابط طراحی در نشریه شماره ۵۴۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور (دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک - تیرچه‌های پیش ساخته خربایی و تیرچه‌های فولادی با جان باز) ارائه شده است.

۳-۲-۱- مزایا تیرچه‌های فولادی

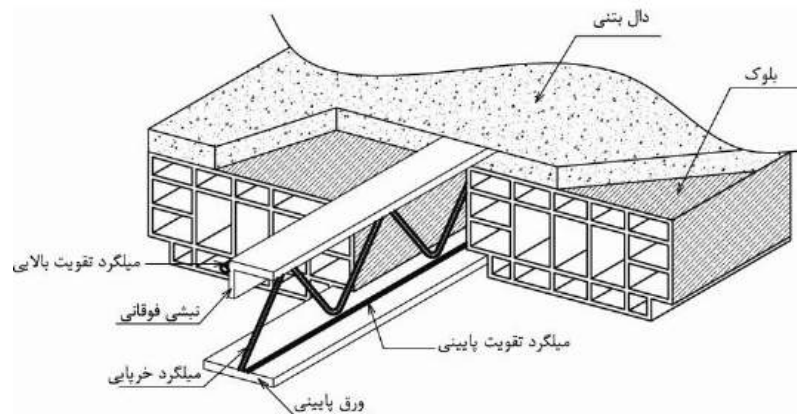
ایجاد صلیب لازم
افزایش سرعت اجرا به دلیل خود ایستا بودن تیرچه‌ها و کاهش شمع بندی
عملکرد مناسب برای دهانه‌های بلند
کاهش بار مرده سقف

۳-۲-۲- معایب تیرچه‌های فولادی

افزایش هزینه به علت استفاده از فولاد در تیرچه، البته این افزایش هزینه با کاهش هزینه شمع‌بندی تعدیل می‌گردد.

نیاز به عملیات جوشکاری بر روی سقف جهت جوشکاری آرماتورهای حرارتی به تیرچه‌ها

افزایش خیز در دهانه بلند



۳-۳- سقف کامپوزیت

سقف کامپوزیت، نوعی سقف است که از ترکیب تیرآهن فولادی و بتن می‌باشد. در این نوع سقف لنگرهای خمشی و برشی را تیرهای فلزی با ترکیب با بتن تحمل می‌کنند. فشار را بال بالایی تیرها به همراه بتن تحمل کرده و نیروی کششی را بال پایینی تیر تحمل می‌نماید و به این ترتیب مقطعی مرکب از بتن و فولاد برای تحمل لنگرهای کششی و فشاری خواهیم داشت. برای درگیر کردن بتن و فولاد در تیرها، روی بال‌های تیرها قطعات فلزی‌ای به عنوان برشگیر جوش داده می‌شود. همچنین با استفاده از میلگردهای حرارتی در دو جهت عمود بر هم ضمن ایجاد یکپارچگی بیشتر از ترک خوردن بتن جلوگیری می‌کنند. تیرهای فرعی در این سقف‌ها تیرآهن‌های لانه زنبوری یا ساده هستند. برای قالب بندی این سقف‌ها معمولاً از تخته کوبی استفاده می‌شود. حداقل ضخامت بتن در این سقف ۸ سانتی‌متر می‌باشد. جدول زیر وزن بار مرده (کیلوگرم) سقف کامپوزیت را برای هر متر مربع نشان می‌دهد.

نمره تیر آهن های فرعی							صخامت بتن (cm)
24	22	20	18	16	14	12	
215	211	208	205	202	200	198	8
262	258	255	252	249	247	245	10

ویژگی های اجرایی سقفهای کامپوزیت:

- ۱- عموماً سقف های کامپوزیت وزنی سبک دارد.
- ۲- سقف های کامپوزیت سرعت اجرای بالاتری نسبت به سقف های تیرچه بلوک دارد.
- ۳- به کاذب کاری نیاز دارد و نسبت به سقفهای تیرچه بلوک گرانتر است.
- ۴- سقف کامپوزیت به دلیل داشتن لرزش گزینه مناسبی برای سقف نمی‌باشد مگر این‌که به هنگام بتن‌ریزی زیر تیر آهن‌های فرعی و اصلی شمع بندی کامل شود که در اینصورت اجرای همزمان چند سقف منتفی می‌شود.



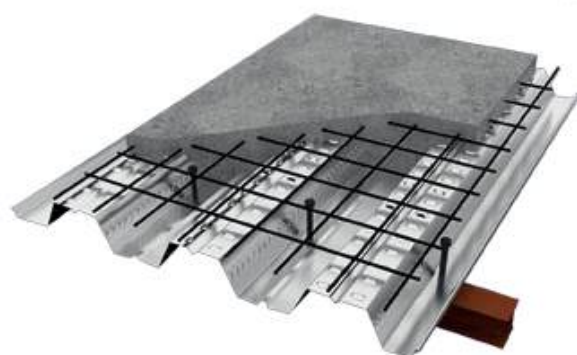
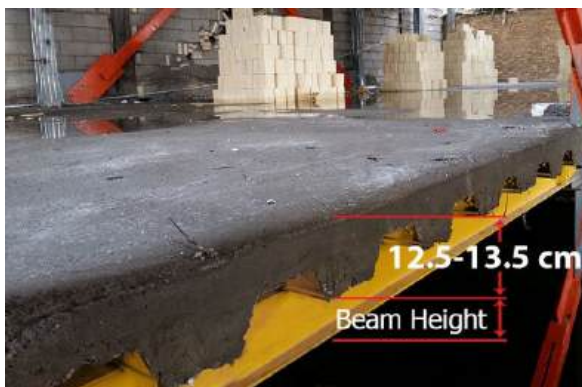


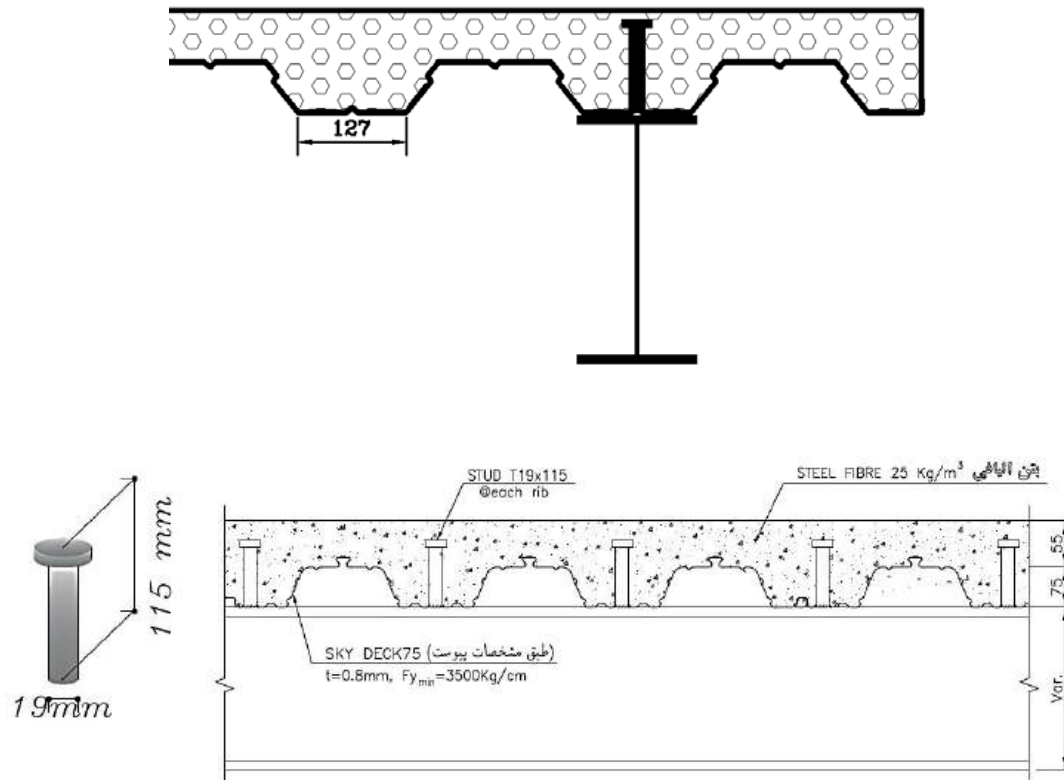
۴-۳- عرشه‌های فولادی

یکی از روش‌های اجرای تیرهای مرکب استفاده از عرشه‌های فولادی است. عرشه‌های فولادی به صورت ورق‌های خم شده یا کنگره‌دار در تیرهای مرکب به کار می‌روند و می‌توانند جایگزین قالب بندی و شمع‌بندی برای اجرای دال بتنی شوند.

استفاده از ورق‌های خم شده از نظر معماری مطلوب است و وزن مرده کمتری نسبت به اجرای تیر مرکب با روش‌های معمول حاصل می‌شود. ورق‌های بکار رفته در عرشه فولادی به منظور افزایش سختی خم می‌شوند تا قابلیت تحمل وزن بتن را داشته باشند و بعد از بتن‌ریزی همچنان در بتن باقی گذاشته می‌شوند. ضخامت ورق‌ها ۰٫۸، ۰٫۹، ۱ و ۱٫۲ میلی‌متر است. معمولاً برای طبقات با کاربری پارکینگ و یا تجاری حداقل ضخامت ورق مورد استفاده ۱ میلی‌متر می‌باشد.

ورق‌های کنگره‌دار در اجرای تیر مرکب با عرشه فولادی عمود بر محور تیر عملکرد بهتری نسبت به اجرای عرشه فولادی موازی محور تیر از خود نشان می‌دهند. در حالت اجرای عرشه فولادی عمود بر محور تیر، ورق‌های فولادی در جهت عمود بر محور تیر مانند یک تیر سرتاسری رفتار می‌کنند. ورق‌های کنگره‌دار در اجرای تیر مرکب با عرشه فولادی موازی محور تیر ظرفیت باربری چندانی ندارند و ورق نقش قالب و پایه را بخوبی ایفا نمی‌کند. در این نحوه اجرا استفاده از پایه‌های موقت ضروری است.





جدول فواصل و سایز تیرهای فرعی در سقفهای عرشه فولادی						
طول تیر فرعی	بار زنده	فاصله حداکثری تیرهای فرعی از یکدیگر	پروفیل تیر فرعی	ضخامت ورق عرشه فولادی	گام (ارتفاع) ورق عرشه فولادی	شبکه میلگرد حرارتی
m	kg/m ²	m	IPE	mm	mm	
3 < L < 4	400	2.70	IPE140	0.8	75	8@30
	500	2.60	IPE160	0.8	75	10@25
	600	2.50	IPE180	0.9	75	10@20
	700	2.40	CPE160	0.9	75	12@20
4 < L < 5	400	2.50	IPE160	0.8	75	8@30
	500	2.40	IPE180	0.8	75	10@25
	600	2.30	CPE180	0.9	75	10@20
	700	2.20	CPE180	0.9	75	12@20
5 < L < 6	400	2.40	IPE180	0.8	75	8@30
	500	2.30	CPE180	0.8	75	10@25
	600	2.20	CPE200	0.9	75	10@20
	700	2.10	CPE200	0.9	75	12@20
6 < L < 7	400	2.30	CPE180	0.8	75	8@30
	500	2.30	CPE200	0.8	75	10@25
	600	2.20	CPE200	0.9	75	10@20
	700	2.00	CPE220	0.9	75	12@20

- مزایای عرشه‌های فولادی:
- سرعت اجرایی بالاتر سقف (نسبت به کامپوزیت معمولی)
- سهولت اجرا (بدلیل دائمی بودن و سبکی قالبهای این سیستم)
- سبک تر شدن سازه (بدلیل کاهش تعداد تیرچه ها و افزایش دهانه تیرریزی)
- انعطاف پذیری نسبت به طرح
- توجیه اقتصادی

۳-۵- سقف های پس کشیده (ccl) و پیش تنیده

در سال های اخیر استفاده از سقف‌های پس کشیده در ساختمان‌ها رشد و پیشرفت داشته است. بیشترین کاربرد آن در کشور آمریکا بوده و در کالیفرنیا این سیستم اولین انتخاب برای سقف‌های بتنی است. سقف‌های پس کشیده همچنین در استرالیا، هنگ کنگ، سنگاپور و اروپا نیز استفاده می‌شود و در انگلستان نیز به سرعت در حال افزایش است.

اگر چه سیستمهای پیش تنیدگی نیازمند دانش و نظرات فنی خاصی برای ساخت و نصب کردن می باشد ولی توضیح دادن مفهوم آن آسان است. در بشکه های چوبی قدیمی کشش ایجاد شده در حلقه‌های فلزی بطور مؤثری قطعات چوبی را به یکدیگر می فشارد تا مقاومت و پایداری آن را افزایش دهد.

از دیدگاه کلی پیش تنیدگی به معنای ایجاد تنش های دائمی مخالف با تنش هایی می باشد که در اثر بارهای خدمت در سازه ایجاد خواهند شد. همانطور که میدانیم بتن در فشار بسیار قوی ولی در کشش ضعیف عمل می‌نماید بطوریکه یک تنش کششی اندک می تواند باعث ترک خوردگی مقطع بتنی شود. عموماً از میلگردهای فولادی در بتن بعنوان آرماتور کششی استفاده می شود تا مقدار ترک خوردگی را محدود نماید. برای روشن تر شدن موضوع یک تیر بتنی را مورد بررسی قرار می دهیم:

در یک تیر بتنی معمولی (غیر پیش تنیده) که تحت بار ثقیلی قرار دارد به واسطه خمش ایجاد شده در آن، پائین مقطع (زیر تار خنثی) به کشش افتاده و در بالا فشار ایجاد می گردد. لذا از آنجا که بتن در کشش ضعیف می باشد پس از ترک خوردن بتن در مقابل تنش های کششی، فولاد موجود در زیر تار خنثی به کشش می افتد. این امر ممکن است حتی تحت اثر وزن خود تیر نیز اتفاق بیافتد.

در سیستم پیش تنیده بجای آرماتورهای معمولی از یکسری کابل (تاندون) های با مقاومت کششی بالا استفاده می‌شود. که این کابل ها تحت کشش زیادی قرار گرفته و در دو انتهای تیر توسط گره های مخصوص تثبیت می‌گردند. بدین ترتیب کابل های پیش کشیده پس از رها شدن از کشش تمایل به جمع شدن و رسیدن به حالت اولیه داشته و لذا یک نیروی فشاری زیادی در قسمت زیرین تار خنثی در بتن ایجاد میگردد که به تبع این نیرو در مقابل نیروی کششی که بواسطه بارهای ثقیلی در بتن ایجاد می گردد قرار می گیرد. بنا براین این کابل ها مقداری از نیروهای ناشی از بارهای ثقیلی را خنثی نموده و مقطع قابلیت پذیرش بارهای بیشتری را خواهد داشت.

بر حسب نوع اعمال نیرو پیش تنیدگی دو نوع سیستم پیش تنیده خواهیم داشت :

الف) پیش کشیده ب) پس کشیده

الف) سیستم پیش کشیده : در این سیستم در مرحله اول فولادها تحت کشش قرار گرفته و در دو انتهای عضو توسط گیره های مخصوص کاملاً گیر داده می شوند. در مرحله دوم عضو مورد نظر بتن ریزی می شود و سپس بتن عمل آورده می شود و به مقاومت کافی می رسد و در مرحله سوم فولاد های پیش تنیدگی در دو انتهای تیر، بریده شده و نیروی پیش تنیدگی بصورت یک نیروی فشاری بر عضو اعمال میشود. فولاد های پیش تنیدگی به دو صورت فولاد با مسیر مستقیم یا فولاد با مسیر شکسته می باشد. اجرای مسیر با منحنی پیوسته برای کارهای پیش کشیده تقریباً امکان پذیر نیست.

ب) سیستم پس کشیده : در این سیستم در مسیر عبور فولادهای پیش تنیدگی ، غلافی تو خالی در بتن تعبیه می گردد سپس کابل ها از درون غلاف ها عبور داده شده بطوریکه دو سر آن از غلاف بیرون بوده و عملیات بتن ریزی انجام می شود و غالباً قبل از بتن ریزی دو ورق صفحه فشار جایگذاری می شود. بعد از اینکه بتن به مقاومت مورد نظر رسید فولادهای پیش تنیدگی توسط جک هایی که به صفحه فشار تکیه می نمایند کشیده می شوند.

۳-۵-۱- مزایا و امتیازات سقف های پس کشیده

- ۱- کاهش ارتفاع سیستم سقف سازه: وجود دال پس کشیده در سقف ها باعث کوتاه شدن و یا حذف تیرها شده و در نتیجه سبب کاهش ارتفاع طبقه و پیروی آن کاهش کل ارتفاع سازه می گردد.
- ۲- افزایش طول دهانه ها: امکان فضاهای بدون ستون و انعطاف بیشتری در معماری فراهم می کند.
- ۳- کاهش وزن سقف و مصالح مصرفی و سازه سبکتر: ابعاد ستون ها ، دیوارها و فونداسیون در این سیستم کاهش یافته و سازه سبکتری خواهیم داشت.
- ۴- انعطاف پذیری در مسیر عبور تاسیسات : حذف تیرها یا تیرچه ها در سقف های پس کشیده انعطاف پذیری را جهت عبور تاسیسات بیشتر می نماید.
- ۵- قابلیت ساخت بهتر: مصالح مصرفی کمتر، جزئیات ساده تر، نبودن تیرها و در نتیجه قالب بندی و آرماتور بندی آن ها، تراکم کمتر آرماتورها همگی قابلیت ساخت بهتر را ایجاد می کنند.
- ۶- کنترل ترک ها و کاهش تغییر شکل ها : به دلیل اثر بالانس کابل ها (تاندون ها) سقف پس کشیده تحت تاثیر وزن خود تغییر شکل نداده و ترک خوردگی و تغییر شکل تقریباً به طور اختصاصی بواسطه بار زنده ایجاد می شود.
- ۷- سرعت بالای ساخت : به لحاظ اینکه در دال های پس کشیده معمولاً تیرهای میانی حذف و یک دال تخت گسترده داریم لذا یکباره می توان سطوح گسترده ای را قالب بندی ، اجرا و قالب برداری نمود.

۳-۶- دال های مجوف بادکنکی

مطالعات در زمینه سبک سازی و حذف بتن ناکارآمد از سال ۱۹۸۵ در دانشگاه های آلمان و مجموعه شرکت های گروه فناوری های دال های مجوف بادکنکی در سال ۱۹۹۷ با همراهی مهندسين و متخصصینی از سوئیس و دیگر کشورهای اتحادیه اروپا پایه ریزی و تأسیس شده است و اکنون تبدیل به یک مجموعه متخصص در مورد اسلب های تخت سبک با بتن مسلح شده است.

در حال حاضر شرکت دال های مجوف بادکنکی با ارائه دال های تخت و سبک دو محوره که دارای قابلیت های مدولار و انعطاف پذیری می باشد بهینه سازی قابل توجهی را در زمینه فناوری و اقتصاد ساخت و ساز ارائه کرده است با استفاده از دال های تخت و سبک دال های مجوف بادکنکی به جای دال های بتنی توپر و یا دیگر دال های سبک موجود می توانید ارزش بالایی به ساختمان خود و فرآیند ساخت و ساز دهید. دلایل انتخاب و ورود تکنولوژی دال های مجوف بادکنکی به کشور به شرح زیر است:

صنعتی سازی

عدم نیاز به سرمایه گذاری زیاد برای احداث کارخانجات مواد اولیه
 عدم نیاز به نیروی کار خیلی متخصص و امکان استفاده از نیروهای موجود
 امکان احداث کارخانجات تولیدی در اقصی نقاط کشور
 عدم وابستگی به خارج از کشور سازگاری با مباحث و مقررات ملی ساختمانی کشور
 اقتصادی بودن تکنولوژی و امکان رقابت با سیستم های رایج
 انعطاف پذیری سیستم در ارتباط با مسأله معماری و سازه ای
 تکنولوژی دوستدار محیط زیست
 مفهوم دال‌های مجوف بادکنکی

اساس طراحی تکنولوژی دال‌های مجوف بادکنکی مبنی است بر سقف سازه ای با ویژگی «سقف دال ۲ طرفه» مشابه سقف های بتنی دال ۲ طرفه مرسوم با این تفاوت که هسته بتن مرکزی در محل هایی که کاربرد سازه ای ندارد با گوی های توخالی جایگزین می گردد. (جنس این گوی ها پلی اتیلن بازیافت یا پلی پروپیلن می باشد). بدین صورت که این گوی ها در حدفصل مش های میلگردی بالا و پایین قرار می گیرند. با توجه به اینکه در دال های بتنی ۲ طرفه مشکل تحمل نیروی برشی وجود ندارد، مشکل طراحی این نوع سقف بر مبنای حذف قسمتی از بتن میانی و ایفای عملکرد دال ۲ طرفه می باشد.

در فناوری دال‌های مجوف بادکنکی با حذف بار مرده غیرسازه ای خاصیت باربری ۲ محوره همچنان حفظ می گردد. همچنین با شکل گیری غشای بتنی مستحکم در قسمت فوقانی و تحتانی دال به همراه شکل گیری شبکه تیرچه های داخلی در ۲ امتداد در اثر قراردهی گوی ها در سر تا سر فضای میانی دال بتنی می توان باربری مناسبی را برای این دال متصور شد.

۳-۶-۱- مزایای فنی سیستم دال های مجوف بادکنکی

باربری ۲ محوره

بهینه سازی المان های عمودی مانند ستون ها و دیوارهای برشی (ستون های لاغرت، کاهش ۴۰ درصدی حجمی و عددی ستون ها) ...

بهینه سازی دال و فونداسیون (کاهش بارهای وارد بر پی، دال های تا ۳۰ درصد سبک تر)

بهینه سازی المان های سخت کننده (کاهش بارهای افقی)

کاهش ارتفاع کلی سازه (بهینه سازی ارتفاع سقف)

کنترل خیز بهتر

مقاومت بهتر در برابر نیروهای زلزله (کاهش اثر آسیب های لرزه ای، کاهش ارتفاع سبک شدن سازه)

حذف تمام تیرهای اصلی



۷-۳- سقف سیاک

سقف سیاک یک شیوه اجرای سقف‌های بتن مسلح تیرودال یکطرفه می‌باشد. در این شیوه، پیش از بتن ریزی لازم است شمع‌های چوبی یا آهنی اجرا و آرماتورگذاری‌های لازم در تیرچه‌ها و دال انجام شود. این روش با حذف اجرای بلوک‌های سفالی یا سیمانی پرکننده بین تیرچه ضمن کاهش وزن سقف، نشت شیرابه بتن را از فواصل تیرچه‌ها به حداقل می‌رساند و منجر به ارتقای کیفیت بتن می‌شود. همچنین در این روش تیرچه‌های آماده حذف می‌شود و با توجه به فرم و هندسه قالب‌های سیاک، می‌توان آرماتورگذاری تیرچه‌ها و شبکه مش حرارتی را براحتی انجام داد. این امر باعث صرفه جویی در مصرف میلگرد شده ولی سرعت اجرا را کاهش می‌دهد. قالب‌های مورد استفاده می‌بایست قوی و باکیفیت بالا بوده و براحتی قابل برداشت و نصب باشند. در این روش می‌توان با اجرای لوله‌های پلیکا پیش از بتن ریزی، حفراتی در مقطع عرضی تیربه منظور فراهم شدن امکان عبور لوله‌های تاسیساتی و برقی ایجاد نمود. به این ترتیب تاحدودی زمینه اجرای تاسیسات در فواصل خالی زیر سقف و مابین تیرچه‌ها فراهم می‌شود.



۸-۳- سیستم سقف بتنی مرکب روفیکس

این سیستم در واقع دال بتن آرمه مرکب با قالب ماندگار روفیکس می‌باشد، قالب فلزی روفیکس، نوعی قالب درجاست که مواد اولیه آن ورق روغنی یا گالوانیزه به ضخامت ۰,۷ یا ۰,۸ میلی‌متر مطابق با استاندارد DIN 1623-1 می‌باشد. روفیکس دارای هفت ناودانی به شکل V و عمق ۱۸ میلی‌متر است. ورق بین ناودانی‌ها بصورت

مشبک (نقش جناغی) در آمده است که موجب درگیری بهتر بتن با آن می گردد. عرض روفیکس 1 ± 81 سانتی متر و طول آن بنابر سفارش بین ۱ تا ۷ متر قابل تعیین می باشد.



ویژگی های سیستم:

امکان اجرای عملیات همزمان سقف طبقات و تامین ایمنی لازم و در نتیجه کاهش زمان اجرا
سبکی و سهولت نصب قالب (وزن هر متر مربع قالب حدود ۳,۵ کیلوگرم)
وجود کنترلر برای بتن باروانی بالا (با توجه به شبکه ای بودن قالب)
ایمنی بالا در اجرا
ضخامت کم سقف (حدود 10 cm بدون در نظر گرفتن ارتفاع تیرهای فرعی)
نیاز به اجرای سقف کاذب

۳-۹- سقف مجوف پیش ساخته تنیده

این نوع سقف ، دال بتنی مجوف است که با استفاده از بتن مسلح معمول یا بتن مسلح پیش تنیده در کارخانه تولید و در محل اجرای پروژه انتقال داده می شود. دالهای مجوف پیش تنیده ضمن دارا بودن مزیت‌هایی نظیر افزایش طول دهانه باربری یا کاهش ارتفاع مقطع در دهانه های مساوی و استفاده بهتر از مقطع بتنی دال، دارای ملاحظات اجرایی و کیفی متعددی هستند که لزوم استفاده از یک تیم متخصص را در زمان تولید این قطعات، همچنین انتقال و اجرای آنها به کارگاه الزامی می نماید. از نکات قابل توجه در اجرای سقف‌های مجوف پیش ساخته، اتصال برشی این قطعات به سیستم باربر جانبی می‌باشد و لازم است با تعبیه میلگردهای قلابی و انجام محاسبات و کنترل های مربوطه طراحی شود.



ویژگی های سیستم :

وزن نسبتاً بالای سقف

عدم وابستگی اجرا به شرایط جوی (بدلیل پیش ساخته بودن قطعات)

دارای قابلیت صرفه اقتصادی در صورت مساحت قابل توجه سقف و مسافت کوتاه کارگاه تا کارخانه

تولید سریع ، کارخانه‌ای و با امکان کنترل کیفیت بالا

قابلیت نصب سریع و صنعتی در کارگاه

۳-۱۰- سقف دال نیمه پیش ساخته بتن مسلح Double Tee با بتن رویه

این نوع دال از یک جفت تیر T شکل تشکیل شده است. این سقف ها بصورت نیمه پیش ساخته در کارخانه تولید شده و به محل اجرای پروژه انتقال می یابد. استفاده از این دال به علت حذف مراحل مربوط به قالب بندی و دوره انتظار به مقاومت رسیدن بتن می‌تواند موجب افزایش سرعت اجرای سقف شود. به منظور تامین صلبیت و رفتار یکپارچه دراین سیستم لازم است بتن رویه اجرا شود. رفتار سیستم Double Tee مشابه سقف های دال یکطرفه می‌باشد.



۴- فصل چهارم- ملاحظات لرزه‌ای سازه‌ها

۴-۱- انواع سیستم‌های سازه‌ای

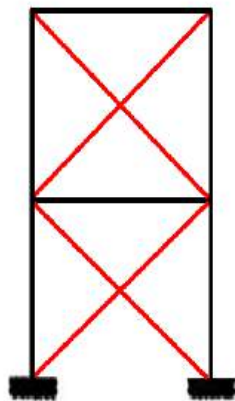
براساس آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه زیر طبقه بندی می‌شوند.

۴-۱-۱- سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۴-۱-۲- سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود. قاب های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت.



۴-۱-۳- سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان نیز در این گروه جای دارند.

۴-۱-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن:
الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب - مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

۴-۱-۵- سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به صورت کنسولی تحمل می‌شوند.



۴-۱-۶- سایر سیستم‌های سازه‌ای

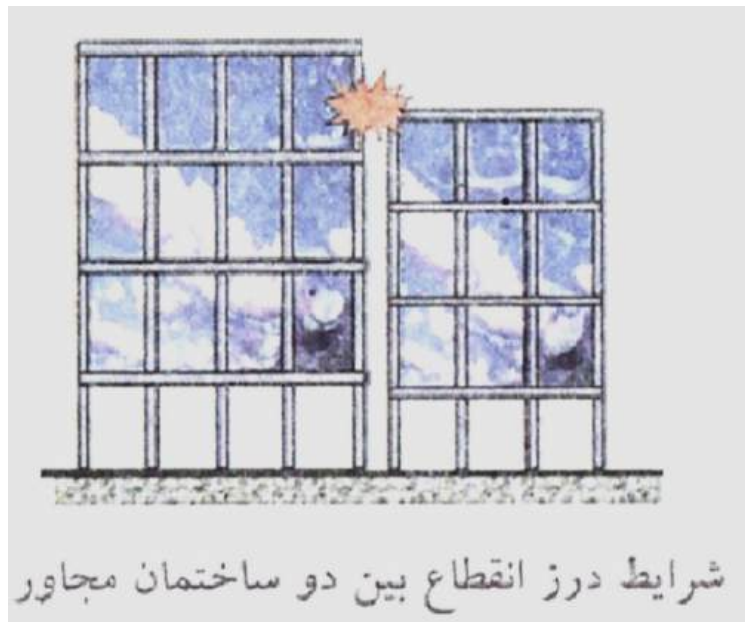
استفاده از سیستم های سازه ای، غیر از آنچه در بالا عنوان شده، به شرطی مجاز است که ویژگی‌های آنها در ارتباط با بارهای قائم و زلزله توسط یکی از آیین نامه های معتبر جهانی، به تأیید کمیته اجرایی آیین نامه زلزله رسیده باشد.



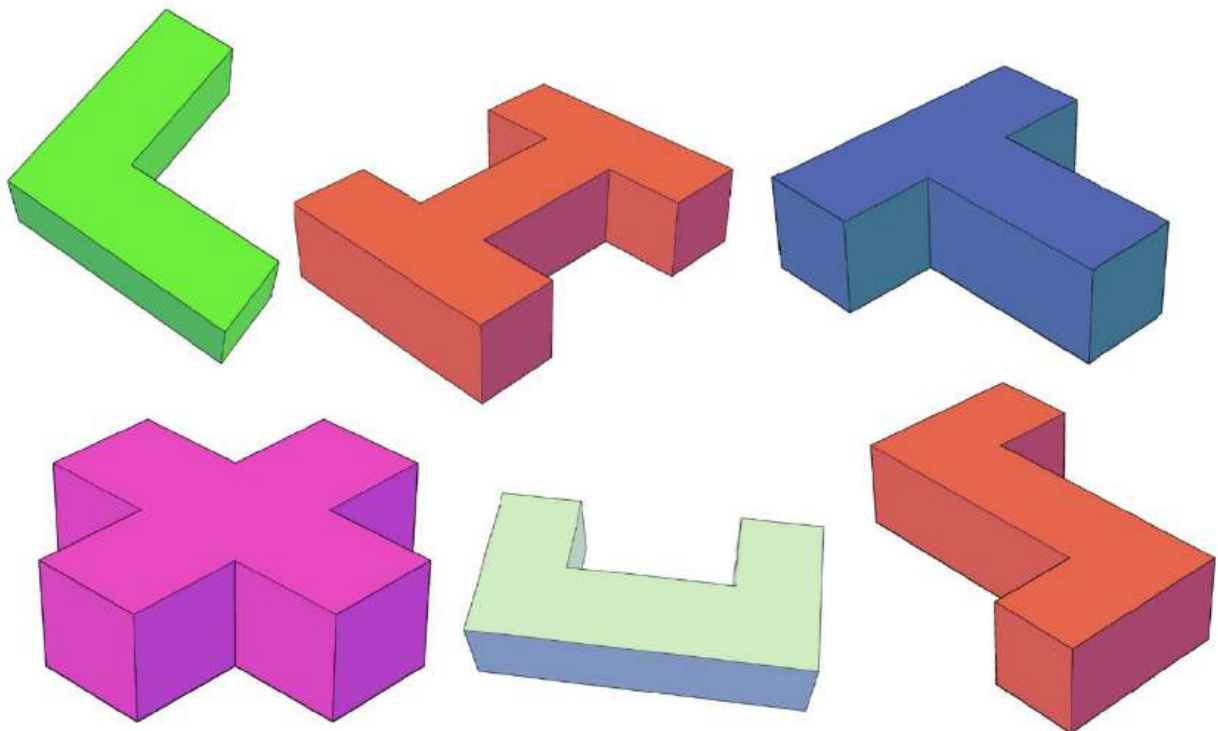
۴-۲- ملاحظات معماری

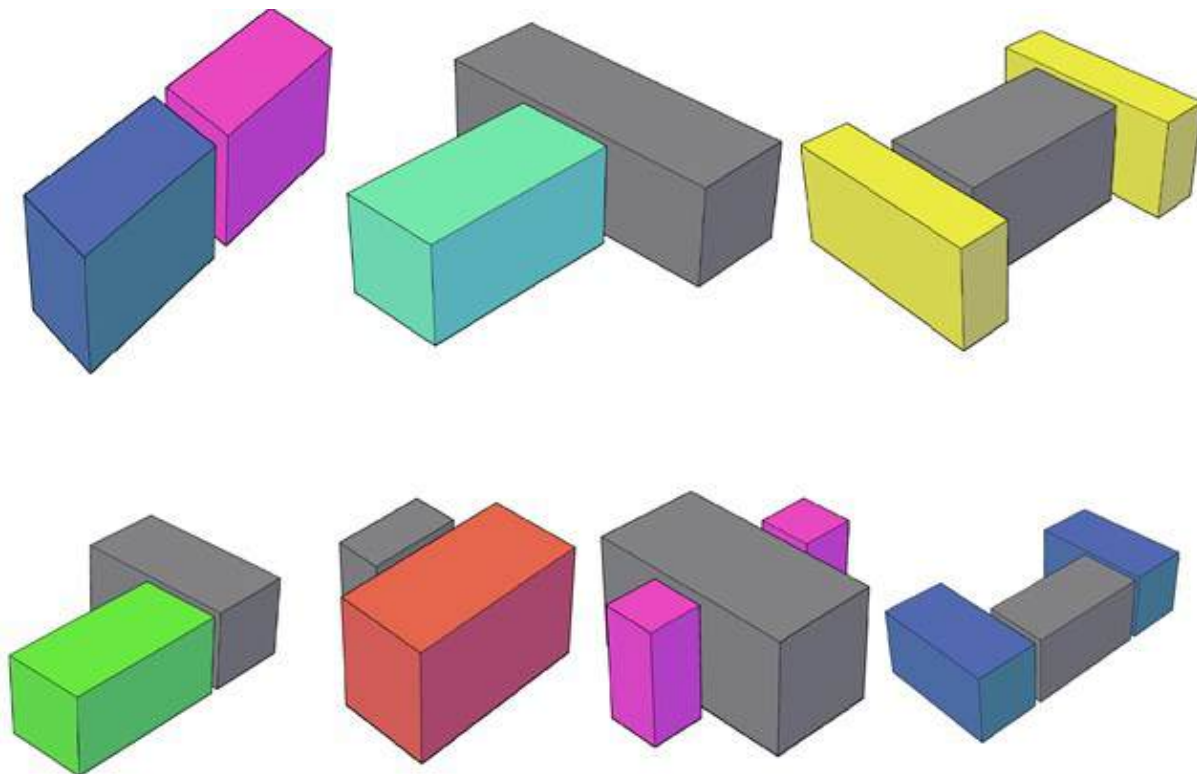
۱- برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند . برای تأمین این منظور، در ساختمان های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج

هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.



۲- پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.





- ۳- از احداث طره‌های بزرگ‌تر از ۱,۵ متر حتی المقدور اجتناب شود.
- ۴- از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.
- ۵- از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ حتی المقدور پرهیز گردد.
- ۶- با به کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه بندی، نما و ... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.
- ۷- از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حد امکان خودداری شود.
- ۸- از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به طوری که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی المقدور پرهیز گردد.

۳-۴- ملاحظات کلی سازه‌ای

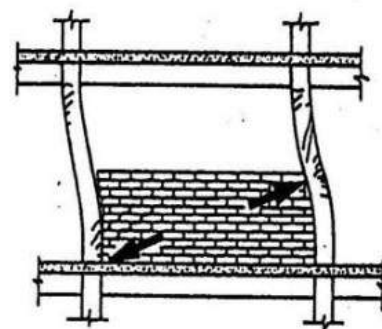
- ۱- کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به طور یکپارچه عمل کند. در این مورد کف‌ها باید به عناصر قائم باربر، قاب‌ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند، به طوری که بتوانند به صورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.
- ۲- ساختمان باید حداقل در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها انتقال نیروها به شالوده به طور مناسب صورت گیرد.
- ۳- عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل مینمایند، تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

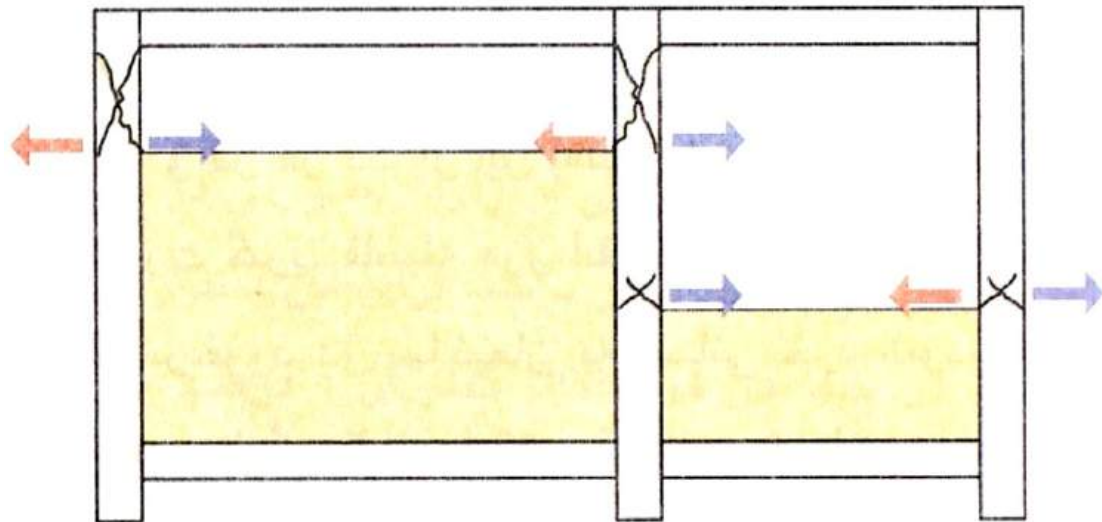
- ۴- عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می کنند تا حد امکان به صورتی در نظر گرفته شوند، که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.
- ۵- عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد، کمتر از 5 درصد بعد ساختمان در آن امتداد باشد.
- ۶- ساختمان ها و اجزای آنها به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد.
- ۷- در ساختمان‌هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند. زیرا شکست یک تیر ، شکست موضعی است ولی از بین رفتن قسمتی از ستون باعث ناپایداری کلی ستون می شود. علاوه بر این شکل پذیری ستون ها کمتر و رفتار لرزه ای آنها مبهم تر از تیر ها است .
- ۸- اجزای غیر سازه ای مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مانعی برای حرکت اعضای سازه ای در زمان زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت ، اثر اندرکنش این اجزاء با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.
- ۹- از ایجاد ستون‌های کوتاه، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین ها، حتی الامکان خودداری شود.



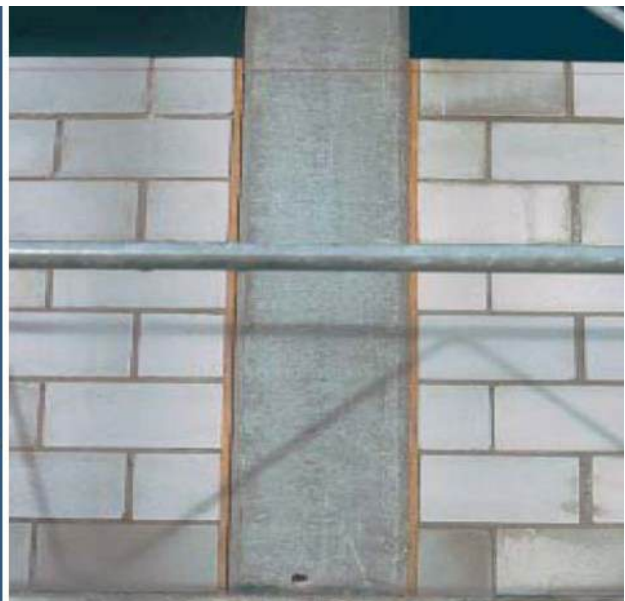
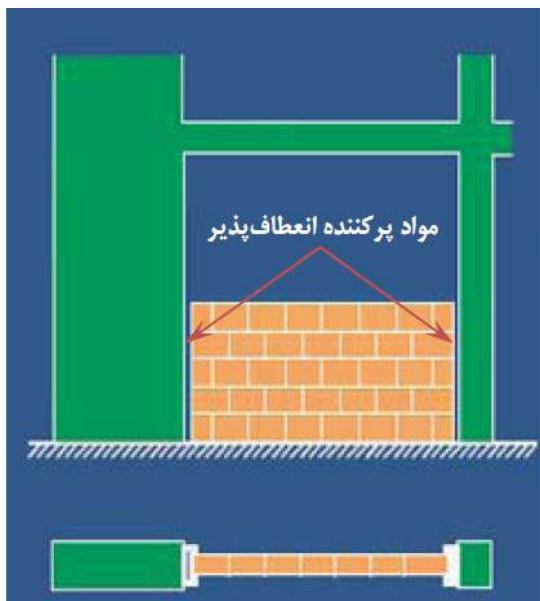
احتراز از ستون کوتاه :

شکست ترد برشی ستون بدلیل
کاهش طول ، افزایش سختی
جانبی و جذب برش بیشتر.





ایجاد ستون کوتاه در مجاورت بازشوها



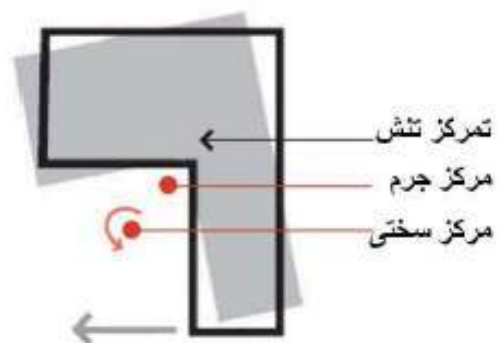
۱۰- از به کارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی المقدور خودداری شود.



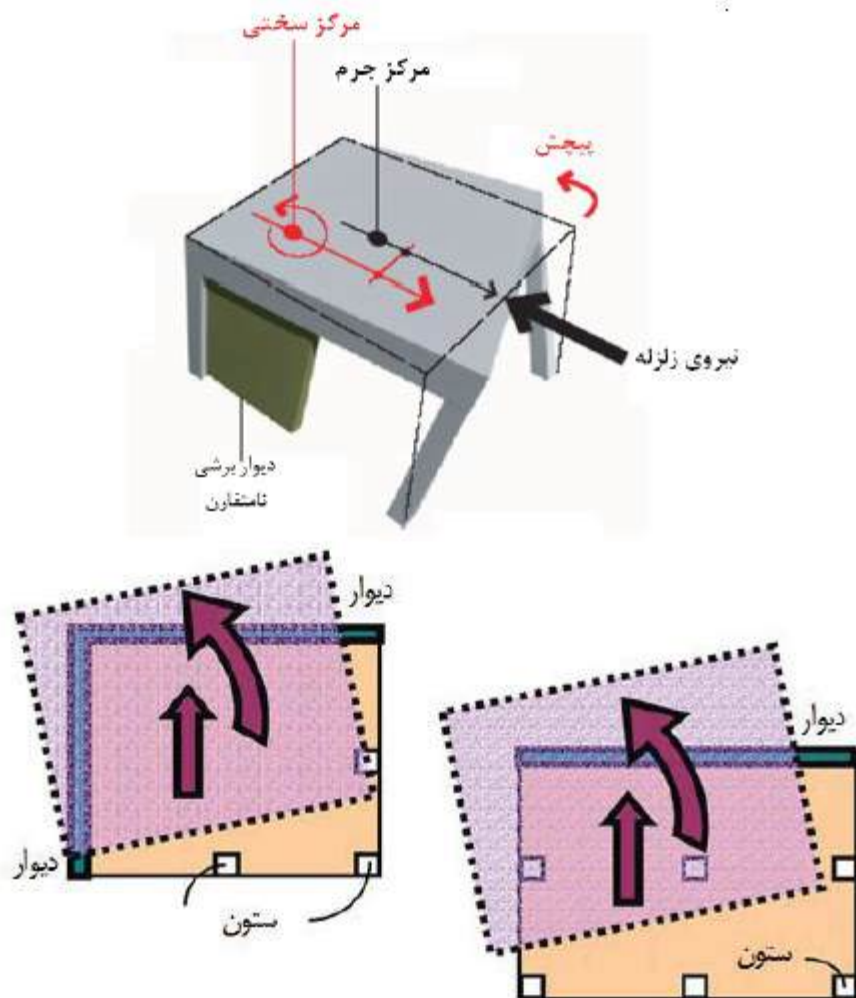
۴-۴- انواع منظمی و نامنظمی در سازه‌ها

نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
نامنظمی پیچشی		
وجود کج‌های فرو رفته (شکل L)		
وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها		
موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی		

		قطع دیوارهای برشی (سیستم باربر جانبی) در ارتفاع
		وجود طبقه نرم
		توزیع نامنظم جرم در ارتفاع
		بکارگیری از سیستم‌های متفاوت در ارتفاع
		نامنظمی در مسیر انتقال بار
		وجود طبقه ضعیف

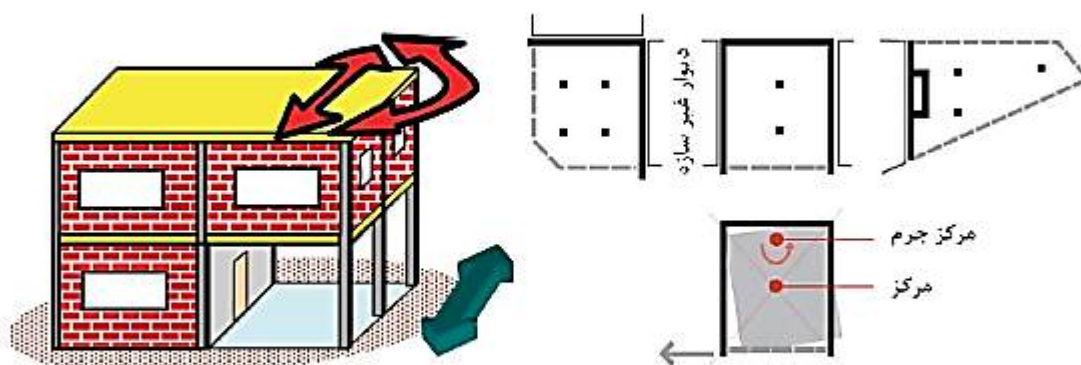


شکل (۳-۲) ایجاد پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته [۲]



شکل (۷-۳) نحوه ایجاد پیچش به دلیل وجود دیوار برشی نامتقارن [۲ و ۵]

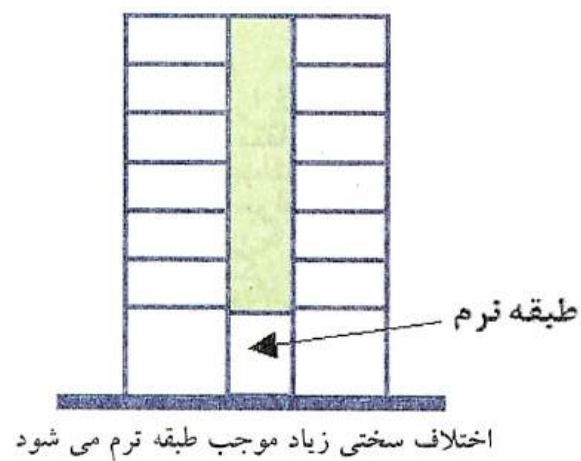
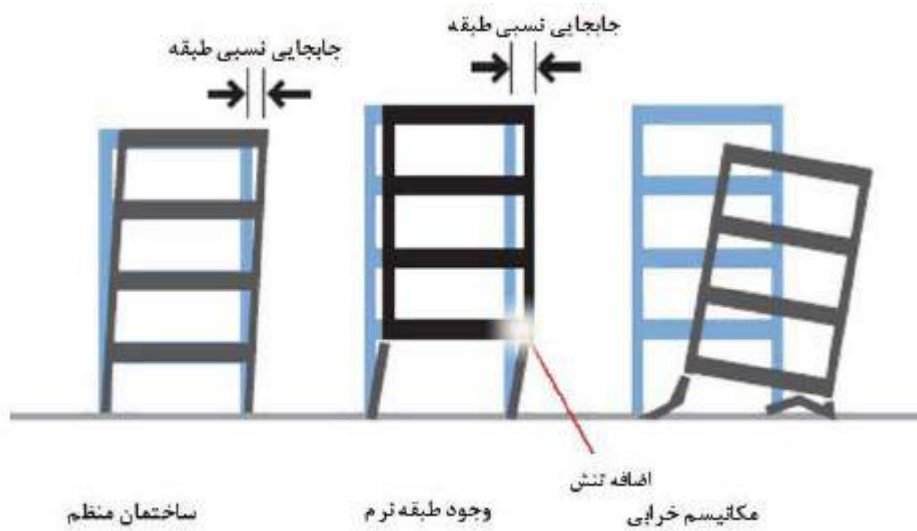
شکل متداول‌تری از نامنظمی پیچشی مربوط به تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان‌ها می‌باشد که نتیجه آن مستعد بودن سازه برای پیچش است. این تغییرات می‌تواند ناشی از بازشوهای اجتناب‌ناپذیر و یا فرم مثلثی و گوه‌ای در ساختمان باشد (شکل ۱۰-۳).

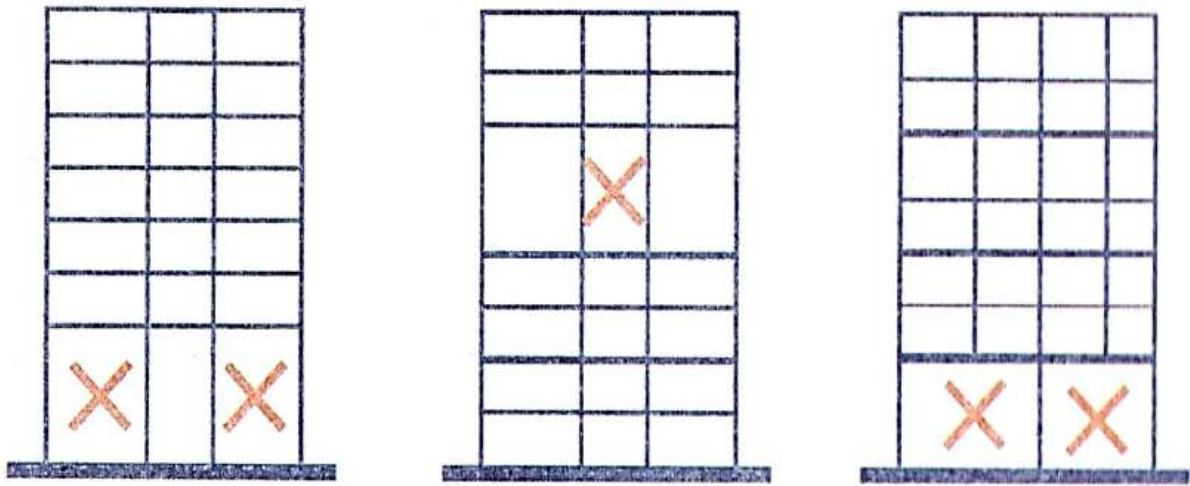


شکل (۱۰-۳) نامنظمی به دلیل تغییرات مقاومت و سختی در محیط [۲ و ۵]

در شکل (۱۱-۳) برخی از رلهکارهای متداول برای حالتی که در یک وجه ساختمان عضو باربر جانبی با سختی زیاد، و در دو وجه دیگر دیوارهای غیر سازه‌ای و انعطاف‌پذیر وجود دارد، نشان داده شده است.

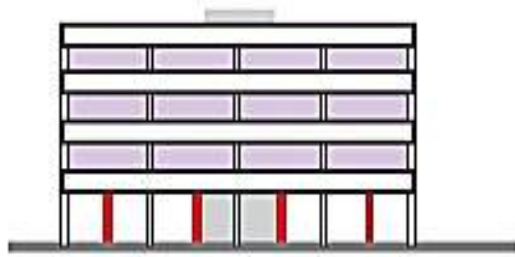
۴-۵- طبقه نرم و طبقه ضعیف



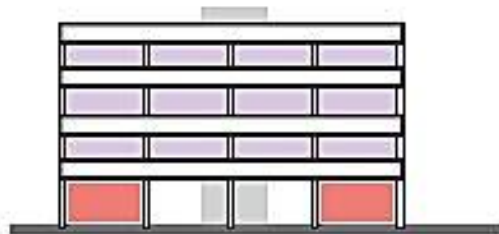


برخی از موارد طبقه ضعیف

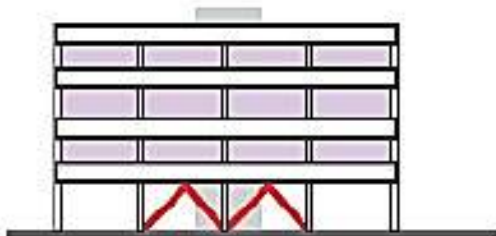
راهکار جلوگیری از طبقه نرم و طبقه ضعیف:



ب- اضافه کردن قاب خمشی



الف- اضافه کردن دیوار برشی



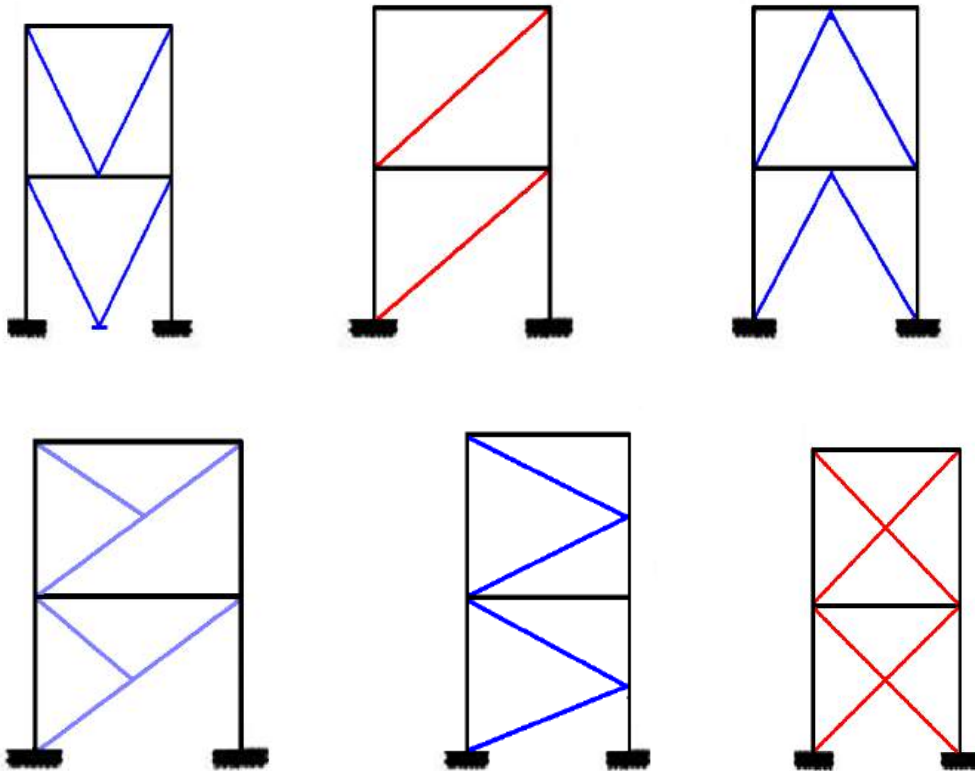
ت- اضافه کردن بادبندی



پ- اضافه کردن دیوار خاتل

۴-۶- مهاربندها

۴-۶-۱- انواع مهاربندهای هم محور (همگرا)



۴-۶-۲- مزایای بادبندهای هم محور (همگرا)

مسائل اقتصادی ، طرح و روش های اجرای آسانتر و بهتر
سختی مناسب و کنترل تغییر مکان های ایجاد شده در برابر بار های جانبی

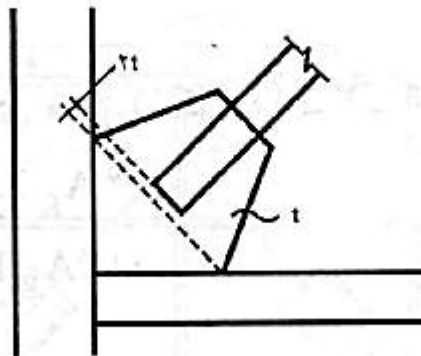
۴-۶-۳- معایب بادبند های هم محور (همگرا)

ایجاد محدودیت از لحاظ معماری و تعبیه باز شو در نما
شکل پذیری و جذب انرژی نسبتا کم
ضعف اعضاء فشاری
ایجاد uplift در پای ستون ها





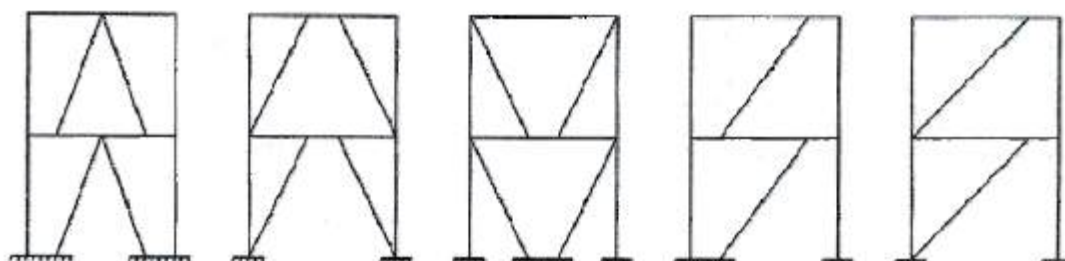
سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییر شکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خطر تکیه‌گاهی ورق اتصال، مطابق شکل زیر تامین می‌شود.



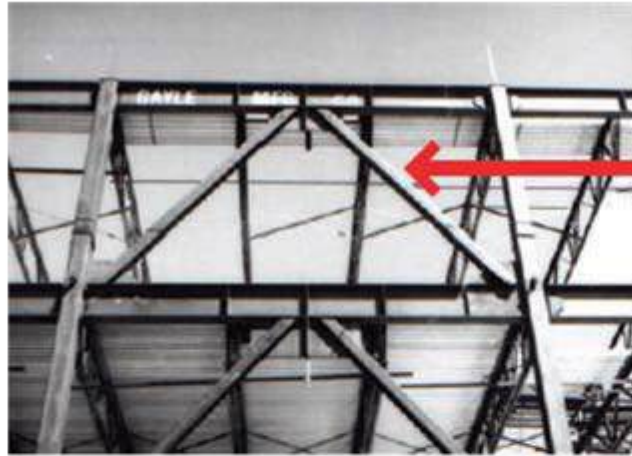
شکل (۴-۹) اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش



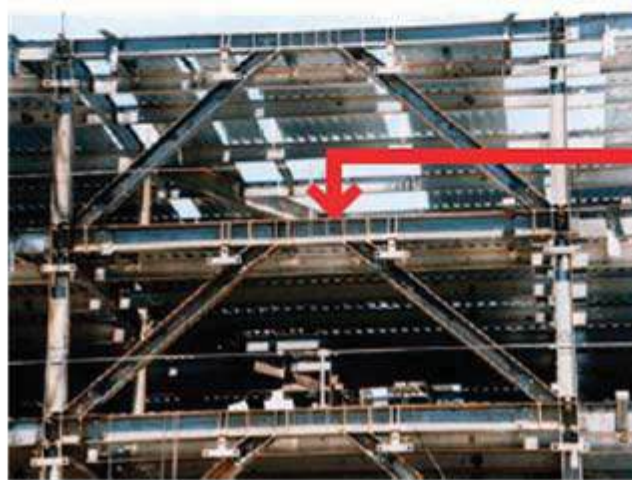
۴-۶-۴- انواع مهاربندهای برون محور (واگرا)



شکل (۴-۱۱) انواع متداول مهاربندهای واگرا EBF [۴]



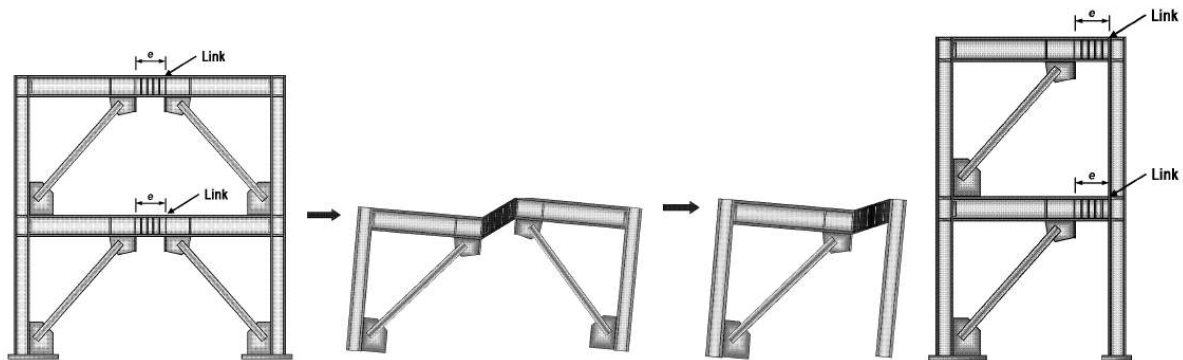
بادبند همگرا



بادبند واگرا و
تیر رابط



هدف از طراحی قاب های با مهاربرون محور رفتار غیر ارتجاعی پیوند است در حالیکه اجزای دیگر سازه رفتار ارتجاعی دارند .



اعضای این مهاربند ها متقارب نبوده و این برون محوری سبب پدید آمدن لنگر های خمشی و نیرو های برشی بزرگی در ناحیه نزدیک به مهار، می شود. این مهاربندها بر اساس ضوابط ویژه مندرج در آیین نامه های معتبر طراحی می شود .

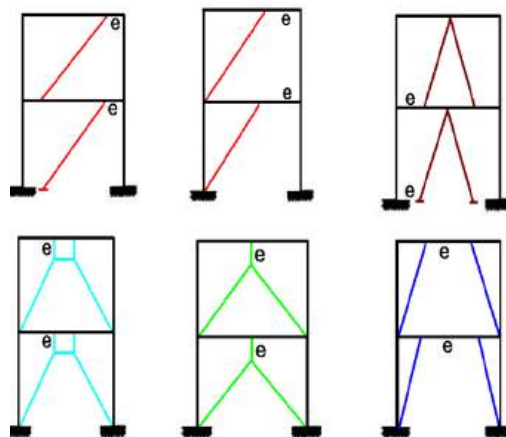
۴-۶-۵- مزایای بادبندهای برون محور (واگرا)

عدم محدودیت از لحاظ معماری و تعبیه باز شو در نما
 شکل پذیری مناسب و جذب انرژی نسبتا بالا
 کنترل تغییر مکان های جانبی ایجاد شده در سازه بر اثر بار های جانبی
 امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی سازه بر اثر بار های جانبی
 امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی سازه در ارتفاع برای جبران نامنظمی

۴-۶-۶- معایب بادبندهای برون محور (واگرا)

طرح و اجرای پیچیده تر نسبت به بادبند های هم محور
 نیاز به دقت در طراحی اجزای این سیستم (طول تیر پیوند ، سخت کننده ها و اتصالات

۴-۶-۷- انواع دیگر مهاربندهای واگرا



۷-۴- قاب های خمشی

در این سیستم ، رفتار اعضا و اتصالات عمدتاً خمشی می‌باشد. صلب بودن اتصالات بین تیر و ستون ها و حفظ زاویه بین اعضا و ایجاد تغییر شکل های خمشی در تیر ها و ستون های قاب ها عامل مقاومت در برابر نیروهای جانبی است .

۱-۷-۴- مزایای قاب های خمشی

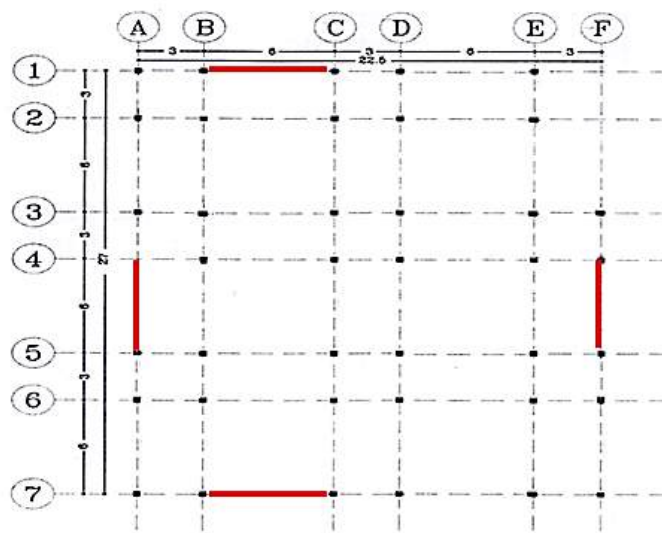
عدم تداخل در ملاحظات معماری از قبیل تعبیه باز شو ها
شکل پذیری ذاتی مناسب در استهلاک نیروی زلزله
نامعینی بالا (رفتار غیر ارتجاعی گسترده)
پیوستگی و مشارکت همه اعضا در باربری جانبی
ظرفیت باربری الاستیک محدود
واژگونی کم

۲-۷-۴- معایب قاب های خمشی

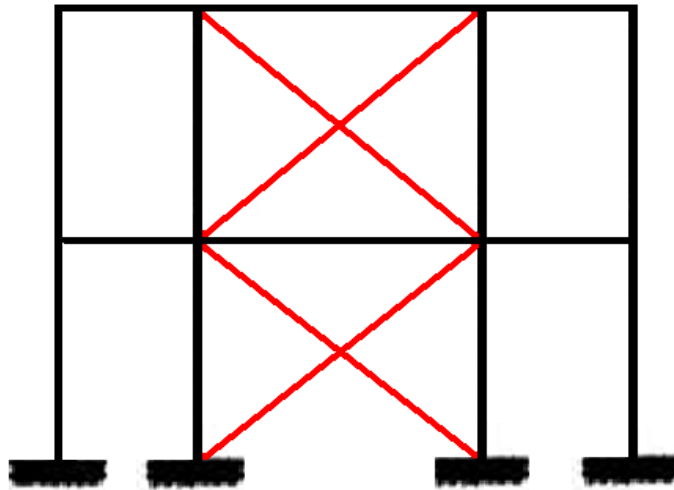
افزایش وزن اسکلت و غیر اقتصادی شدن طرح
اتصالات سنگین و پیچیده از نظر طراحی و اجرا (برای تامین مقاومت اتصال)
توجه به جزئیات عناصر سازه ای تحت اثر نیروهای خارج از صفحه
تغییر مکان های زیاد سازه در اثر سختی نسبتاً کم این سیستم و نیاز به افزایش سختی در تیر ها و ستون ها

۸-۴- توصیه های عمومی برای استفاده از سیستم های باربر جانبی

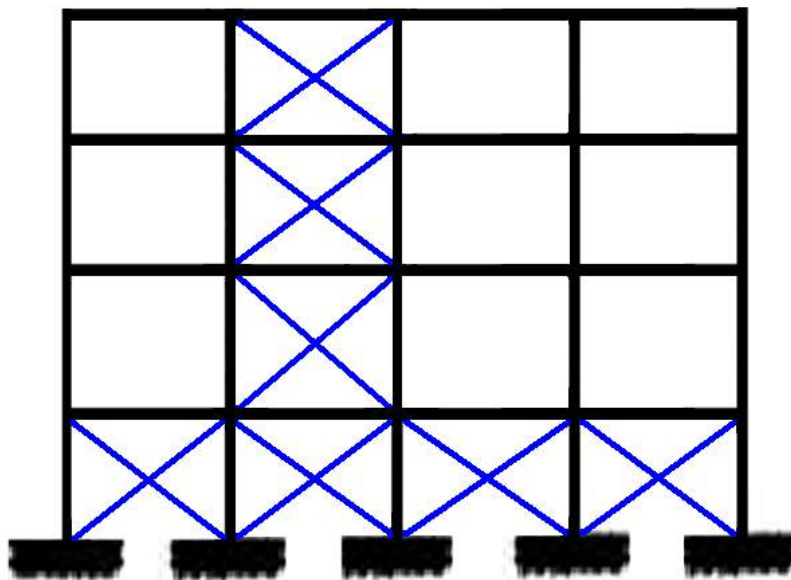
۱- در حد امکان ، عناصر مقاوم جانبی در قسمتهای پیرامونی ساختمان تعبیه شوند . این عمل باعث افزایش بازوی مقاوم در برابر لنگر پیچشی خواهد شد .



۲- با تعبیه مهاربندها در دهانه‌های بزرگ‌تر، نیروهای کششی ستون‌ها کاهش و سختی جانبی افزایش می‌یابد. که در این حالت قابلیت جذب و استهلاک انرژی بیشتر می‌شود و ضمناً نیروهای منتقل شده به شالوده نیز تعدیل می‌شود.



۳- برای جلوگیری از افزایش نیروی کششی در ستون‌های اطراف مهاربندها، در حد امکان دهانه‌های مهاربندی افزایش یابد. بدین ترتیب، با دخالت دادن ستون‌های دیگر در باربری جانبی، مقدار کشش در ستون‌های دهانه مهاربندی شده کمتر می‌گردد.



۴- حتی الامکان از قرار دادن عناصر مقاوم جانبی در قسمت‌های خارج از دیافراگم کف، خودداری شود تا باعث کاهش بازدهی عناصر مقاوم جانبی و به طور کلی عملکرد سازه نشود.

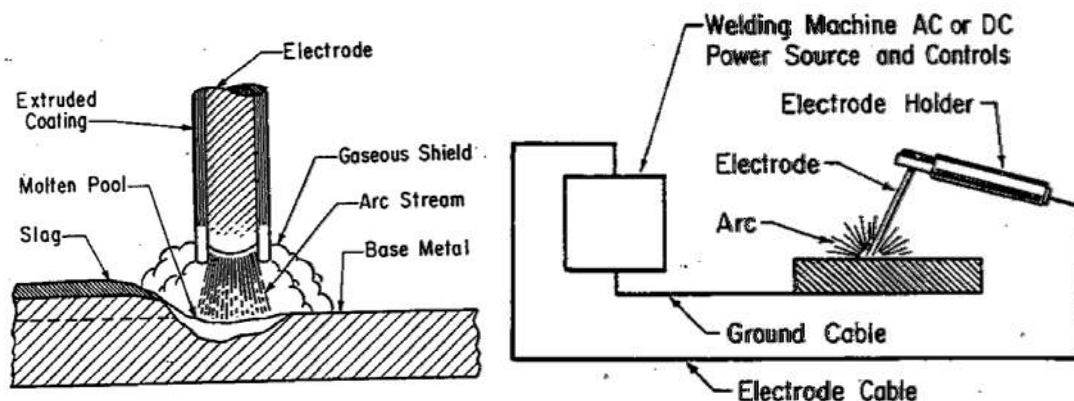
۵- برای بازدهی و عملکرد بهتر عناصر مقاوم جانبی، از دهانه‌هایی که در امتداد محورهای اصلی ساختمان قرار دارند، جهت تعبیه دیوارهای برشی یا مهاربند استفاده شود.

۵- فصل پنجم- معرفی اتصالات

۵-۱- معرفی جوش و اتصالات جوشی

۵-۱-۱- تعریف جوش

جوشکاری عبارت است از امتزاج دوفلز به کمک حرارت و فشار و یا ترکیبی از آن دو. جوش قوس الکتریکی Elec.ArcWelding یکی از روش‌های جوشکاری است که حرارت بوسیله تخلیه الکتریکی بین نوک الکترود و دوفلز پایه تولید می شود.

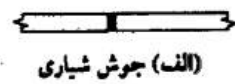


۵-۱-۲- انواع روش‌های جوشکاری

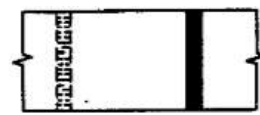
- ۱- جوش دستی با الکترود روکشدار
 - ۲- جوش اتوماتیک با الکترود مداوم و بدون روکش
- انواع روشهای جوش اتوماتیک به قرار زیر می باشد:

- I- جوش زیرپودری
- II- جوش تحت حفاظ گاز
 - الف: الکترود فلزی CO₂ (MAG)
 - ب : الکترود تنگستن (آرگون) (MIG)
- III- جوش تحت حفاظ گاز با الکترود توپودری
- IV- جوش گاز الکتریکی
- V- جوش سرباره الکتریکی

۵-۱-۳- انواع جوش



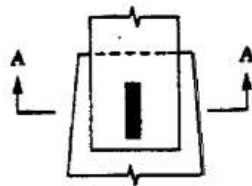
(الف) جوش شیاری



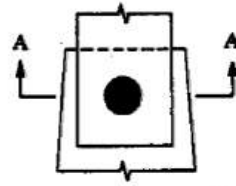
(ب) جوش گوشه

۱- جوش گوشه Fillet

۲- جوش شیاری بانفوذ کامل (groove)



(پ) جوش گام



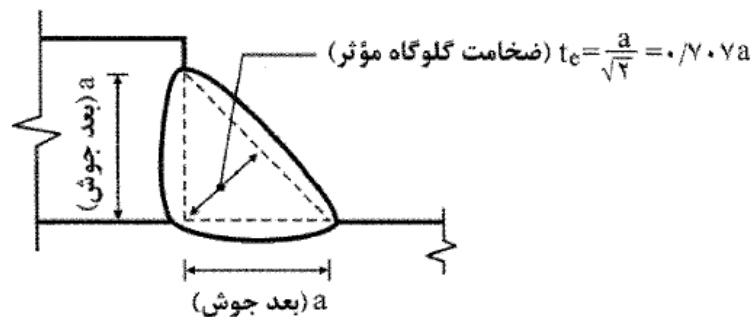
(ت) جوش انگشتانه

۳- جوش شیاری بانفوذ ناقص

۴- جوش انگشتانه و کام (Play & Slot)

(جوش در سوارخ و یا شیار)

۵-۱-۴- مشخصات جوش گوشه



شکل ۱۰-۲-۹-۳ ضخامت گلوگاه مؤثر جوش‌های گوشه

جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار 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	۸ میلی‌متر

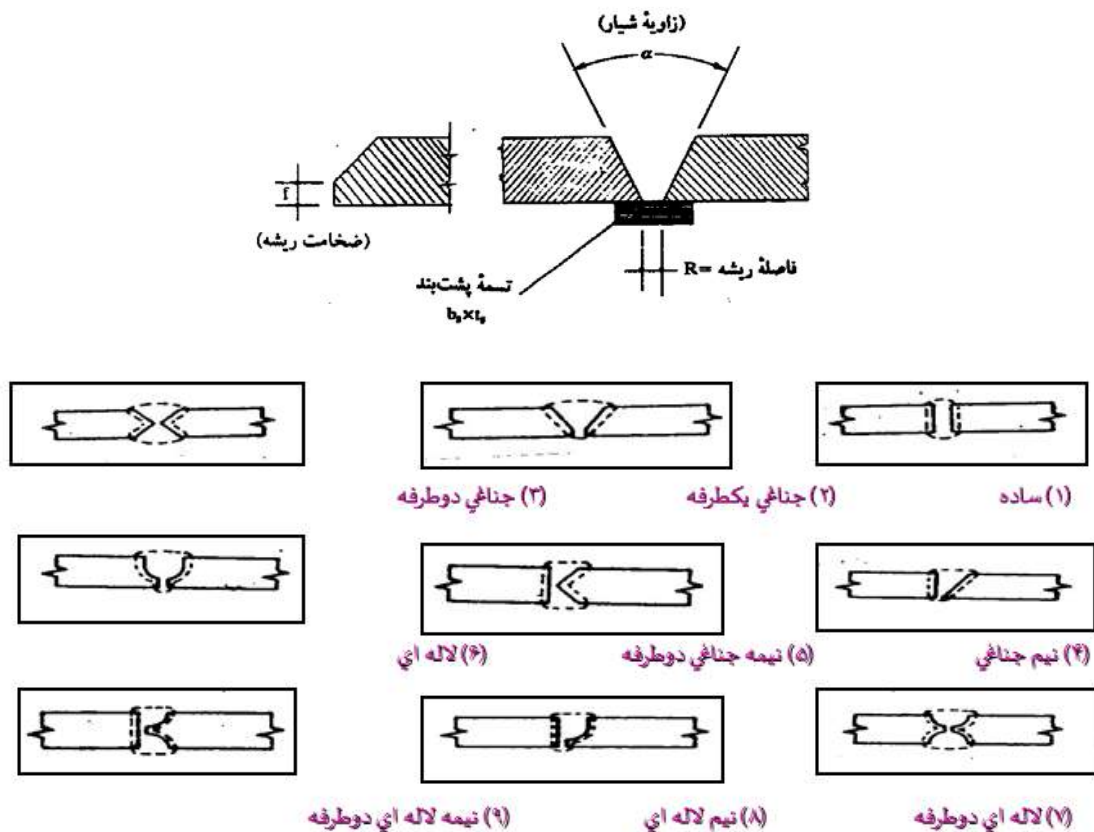
سطح مؤثر جوش: (بند ۱۰-۲-۹-۲-قسمت الف -مبحث دهم)

سطح مؤثر جوش‌ها از حاصلضرب ضخامت مؤثر جوش (t_e) در طول جوش به دست می‌آید:

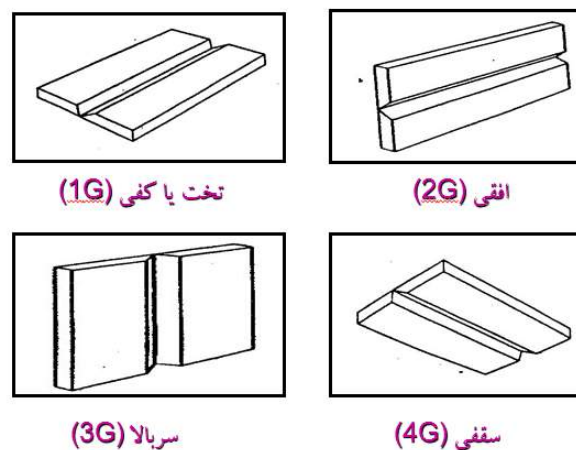
$$A_w = L_w \cdot t_e$$

۵-۱-۵- آماده سازی لبه برای جوش شیاری

ایجاد شکل هندسی مشخص در لبه کار به منظور حصول شیار مناسب را آماده سازی گویند.



۵-۱-۶- انواع وضعیت جوشکاری



۵-۱-۷- نامگذاری الکترودها

الکترودها با حرف E و چهار حرف به فرم عمومی Exxxx نمایش داده می‌شود. تعریف هر کدام از حروف در جدول زیر به نمایش درآمده است.

E XX X X	XX مقاومت نهایی مصالح الکترودها	X وضعیت	X نوع پوشش
E7018 یا E6013 E7024 یا E7014 و ...	70ksi=4900kg/cm ² 60ksi=4200kg/cm ²	همه = ۱ همه بجز سقفی = ۲ تخت و افقی = ۳ همه بجز سرازیری = ۴	۰ = فقط DCRP (قوس نفوذی) و روکش آلی ۱ = AC یا DCRP (قوس نفوذی) ۲ = AC یا DCRP (قوس متوسط) ۳ = AC یا DC قطب آزاد (قوس نرم) ۴ = AC یا DC پودر آهن (قوس نرم) ۵ = DCRP کم هیدروژن ۶ = AC و یا DCRP (قوس متوسط) ۷ = AC یا DC (پودر آهن دار) ۸ = AC یا DCRP (کم هیدروژن - پودر آهن)

۵-۱-۸- انواع آزمایشات غیر مخرب جوش

- بازرسی عینی (VI)
- آزمایش پرتونگاری (RT)
- آزمایش فراصوت (UT)
- آزمایش رنگ نافذ (PT)
- آزمایش ذرات مغناطیسی (MT)

۵-۱-۹- علائم جوشکاری

در نقشه‌ها برای نشان دادن هندسه و نوع جوش از پیکان جوش استفاده می‌شود. شمای کلی پیکان جوش مطابق شکل زیر می‌باشد.

علامه جوش									
جوش پشت	گوشه	کام یا انگشتانه	شیاری						
			ساده	جناهی	نیم جناهی	لاله‌ای	نیم لاله‌ای	جناهی لب‌گرد	نیم جناهی گرد
جوش یکسره که طول آن مشخص نشده									
جوش در موقع نصب			محدب	سنگ زده شود					
جوش دورادور			مستوی	مقر					

اندازه ساق یا بعد گلوی جوش a

طول نوار جوش l

فاصله مرکز به مرکز نوارهای جوش منقطع p

محل درز جوش

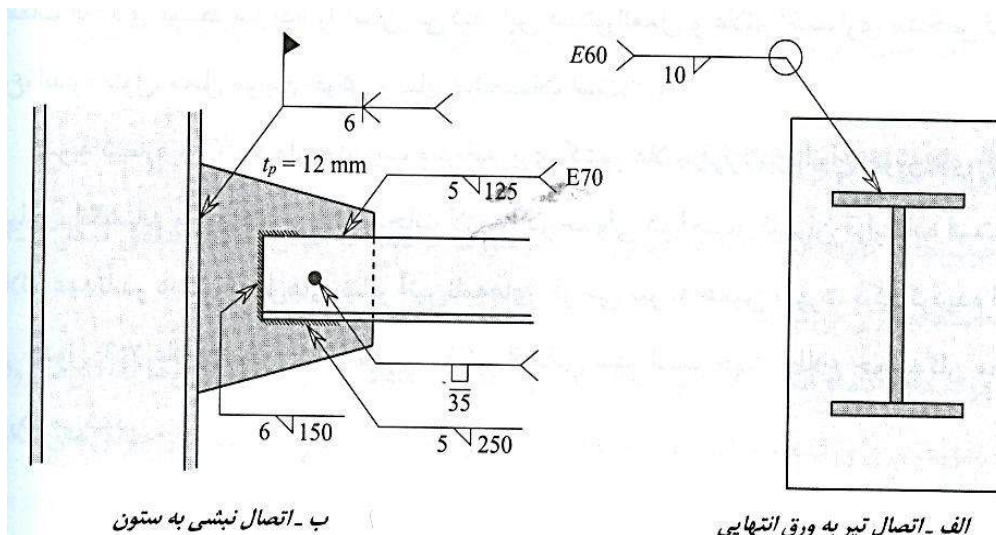
جوش شده دورتادور

نوع جوش و سطح تمام شده آن

دم (فرآیند جوشکاری و توضیحات اضافی)

(سمت پشت)

(سمت پیکان)



ب - اتصال نبشی به ستون

الف - اتصال تیر به ورق انتهایی

۵-۲- معرفی پیچ‌ها



۵-۲-۱- اتصالات اتکایی و اصطکاکی

۱- اتصال اتکایی

در عملکرد اتکایی، پیچ درون سوراخ صفحات اتصال قرار می‌گیرد و مهره بسته می‌شود. هنگامی که بار خارجی به پیچ وارد می‌شود، قطعات اتصال لغزش پیدا می‌کنند که در اثر آن، یک نیروی فشاری به لبه‌های اتصال وارد می‌شود که تبدیل به نیروی برشی در پیچ می‌گردد. این اتصال تنها برای حالت بارگذاری ثقلی می‌باشد و در طرح لرزه‌ای نباید از این نوع عملکرد در اتصال استفاده نمود. در این نوع اتصال هیچ نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ ایجاد نمی‌شود و برای اجرای این اتصال، تنها سفت کردن پیچ به وسیله‌ی کارگر کفایت می‌کند.

۲- اتصال اصطکاکی:

هنگامی که 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 این فلسفه‌ی طراحی در اتصال استفاده شود. به عبارتی دیگر، در طراحی همه‌ی اتصالات قاب‌های خمشی و قاب‌های دوگانه و نیز اتصالات بادبندی و وصله‌ی ستون‌های باربر جانبی در قاب‌های ساده باید از این نوع عملکرد استفاده نمود. در این نوع اتصال، علاوه بر سفت کردن اولیه پیچ، باید به مقداری که در طراحی مشخص شده است، نیروی پیش‌تنیدگی نیز در پیچ ایجاد شود. با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، پیچ تحت کشش قرار گرفته و با اعمال بار، بین صفحات اتصال اصطکاک به وجود می‌آید که باعث عدم لقی و کارکرد کامل اتصال می‌شود. باید در نظر داشت که شکل پیچ در اتصال اصطکاکی با شکل پیچ در اتصال اتکایی متفاوت است. به طوری که پیچ‌های اتصال اصطکاکی دارای سرپیچ بزرگتر هستند.

زمانی که یک پیچ بر مقاومت بدون کشش اولیه، تحت اثر نیروی کششی خارجی قرار می گیرد، نیروی کششی درون پیچ با نیروی اعمال شده برابر می گردد. در صورتی که پیچ پیش تنیده (پیش کشیده) شده باشد، درصد بسیار زیادی از نیروی کششی خارجی صرف ایجاد نیروهای فشاری و یا گیره ای اعمال شده به اجزای اتصال می شود. به دلیل آن که به طور معمول کشش به وجود آمده در پیچ های پرمقاومت ناشی از نیروی کششی خارجی در لحظه جدا شدن قطعات از یکدیگر نزدیک به ده درصد بیش از کشش در آغاز بارگذاری می باشد، لذا باید همه ی پیچ هایی که تحت اثر کشش مستقیم قرار دارند، پیش کشیده شوند.

به طور کلی اصطکاک حاصل دو عامل می باشد، یکی زبری سطح و دیگری نیروی پیش تنیدگی. در طراحی فرض بر رنگ نشدن و وجود زبری مناسب سطوح اتصال می باشد، در نتیجه هنگامی که قطعات نصب می شوند، باید همه ی سطوح اتصال (شامل سطوح مجاور سرپیچ ها و مهره ها) از قسمت های پوسته شده و دیگر مواد زائد عاری بوده و به ویژه سطوح تماس اتصالات اصطکاکی باید به طور کامل تمیز باشد و اثری از پوسته ی زنگ، رنگ، لاک، انواع روغن و مصالح دیگر در آن ها وجود نداشته باشد. بنابراین پس از این که اتصال به وجود آمد، محل همه ی پیچ های بسته شده رنگ آمیزی می شود.

۵-۲-۲- رده مقاومتی پیچ ها

جدول ۱۰-۲-۹-۶ مشخصات پیچ های تولید یا موجود در ایران

نوع پیچ	نام استاندارد		تنش تسلیم مصالح پیچ (F_y)	تنش کششی نهایی مصالح پیچ (F_u)
	ISO	ASTM		
پیچ های معمولی	-	A۳۰۷	۲۴۰ MPa	۴۰۰ MPa
	۴.۶	-	۲۴۰ MPa	۴۰۰ MPa
	۴.۸	-	۳۲۰ MPa	۴۲۰ MPa
	۵.۶	-	۳۰۰ MPa	۵۰۰ MPa
	۵.۸	-	۴۰۰ MPa	۵۲۰ MPa
	۶.۸	-	۴۸۰ MPa	۶۰۰ MPa
پیچ های پرمقاومت		A۳۲۵ $d \leq 24mm$	-	۸۰۰ MPa
	-	A۳۲۵ $d > 24mm$	-	۷۲۵ MPa
	-	A۴۹۰	-	۱۰۰۰ MPa
	۸.۸		-	۸۰۰ MPa
	۱۰.۹		-	۱۰۰۰ MPa
	۱۲.۹		-	۱۲۰۰ MPa

در اتصالات لرزه گیر کدام نوع اتصال باید استفاده شود:

تنها اصطکاکی

در اتصالات با بارگذاری متناوب (خستگی) کدام نوع اتصال باید استفاده شود:

تنها اصطکاکی

از پیچ معمولی در کدام نوع اتصال می توان استفاده کرد؟

تنها اتکایی

از پیچ اعلا در کدام نوع اتصال می توان استفاده کرد؟

هم اتکایی و هم اصطکاکی

۳-۲-۵- نیروی پیش تنیدگی پیچ‌ها

جدول ۷-۹-۲-۱۰ حداقل نیروی پیش تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (T_b)

پیچ‌های نوع A۴۹۰	پیچ‌های نوع A۳۲۵	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)
۱۱۴ kN	۹۱ kN	M۱۶
۱۷۹ kN	۱۴۲ kN	M۲۰
۲۲۱ kN	۱۷۶ kN	M۲۲
۲۵۷ kN	۲۰۵ kN	M۲۴
۳۳۴ kN	۲۶۷ kN	M۲۷
۴۰۸ kN	۳۲۶ kN	M۳۰
۵۹۵ kN	۴۷۵ kN	M۳۶

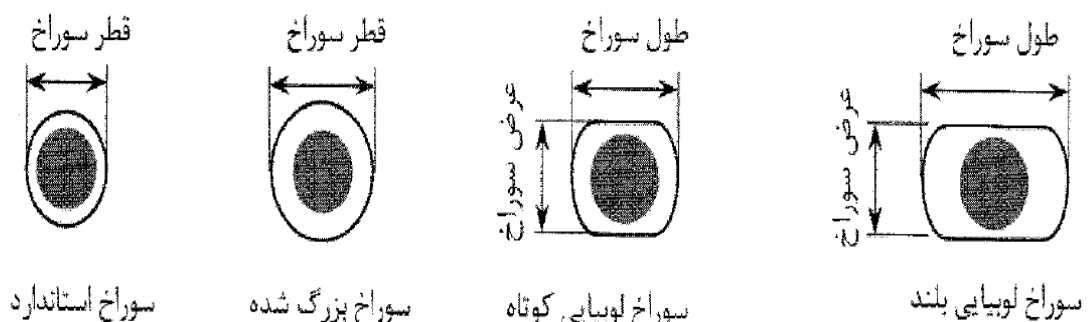
تبصره: در مواردی که قطر اسمی پیچ غیر از اعداد ذکر شده در جدول ۷-۹-۲-۱۰ باشد، حداقل

نیروی پیش‌تنیدگی را می‌توان برابر $0.55A_{nb}F_u$ (که معادل $0.7A_{eb}F_u$ است) در نظر

گرفت، که در آن A_{nb} سطح مقطع اسمی پیچ، A_{eb} سطح مقطع خالص یا سطح مقطع زیر

دندانها و F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است.

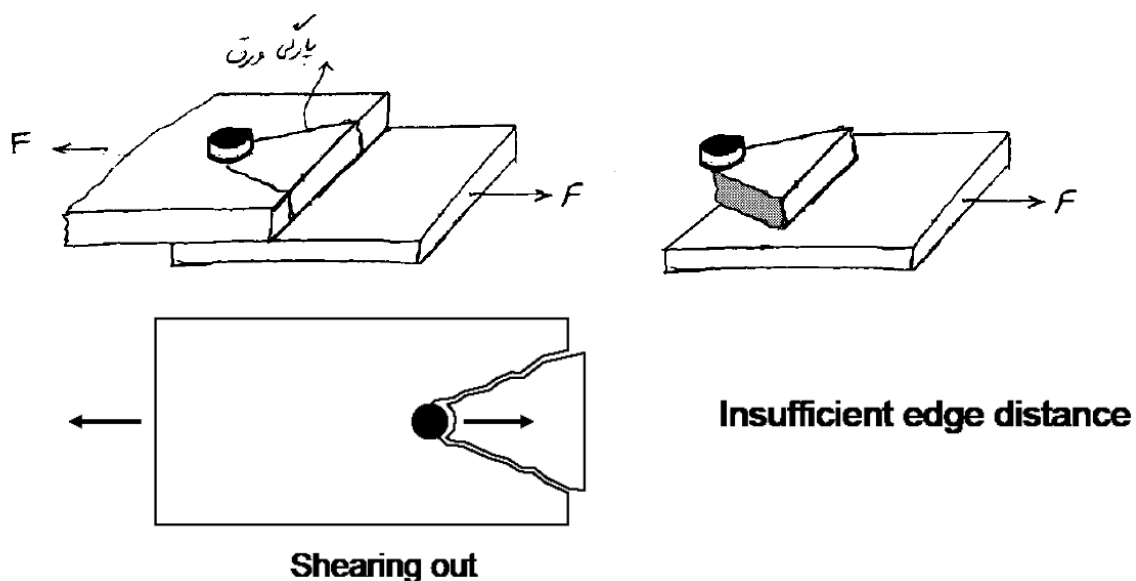
۴-۲-۵- انواع سوراخ در اتصالات پیچی



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

ابعاد اسمی سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ استاندارد	
۱۸×۴۰	۱۸×۲۲	۲۰	۱۸	M۱۶
۲۲×۵۰	۲۲×۲۶	۲۴	۲۲	M۲۰
۲۴×۵۵	۲۴×۳۰	۲۸	۲۴	M۲۲
۲۷×۶۰	۲۷×۳۲	۳۰	۲۷	M۲۴
۳۰×۶۷	۳۰×۳۷	۳۵	۳۰	M۲۷
۳۳×۷۵	۳۳×۴۰	۳۸	۳۳	M۳۰
$(d+۳) \times ۲/۵ d$	$(d+۳) \times (d+۱۰)$	$d+۸$	$d+۳$	$\geq M۳۶$

۵-۲-۵- حداقل و حداکثر فواصل سوراخ استاندارد از لبه



جدول ۱۰-۲-۸ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبه نورد شده ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده با شعله اتوماتیک یا اره	لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)
$۱/۷۵d$	$۲d$

$d =$ قطر اسمی پیچ

ث) حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا لبه

- حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا به شرح زیر است.
۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۱۲ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند.
 ۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین ۱۲۵ میلی‌متر تجاوز کند.

۵-۲-۶- حداقل و حداکثر فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها

پ) حداقل فواصل سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

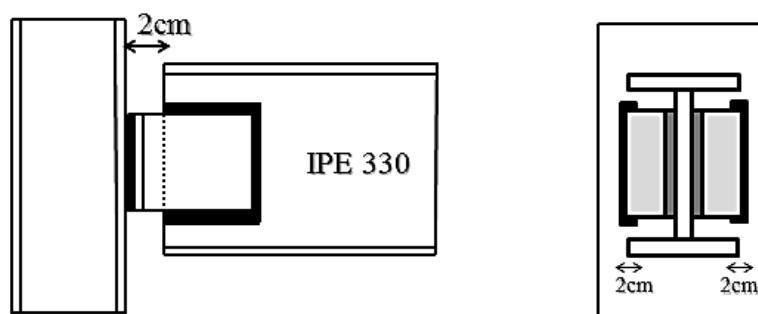
- فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد.

ج) حداکثر فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

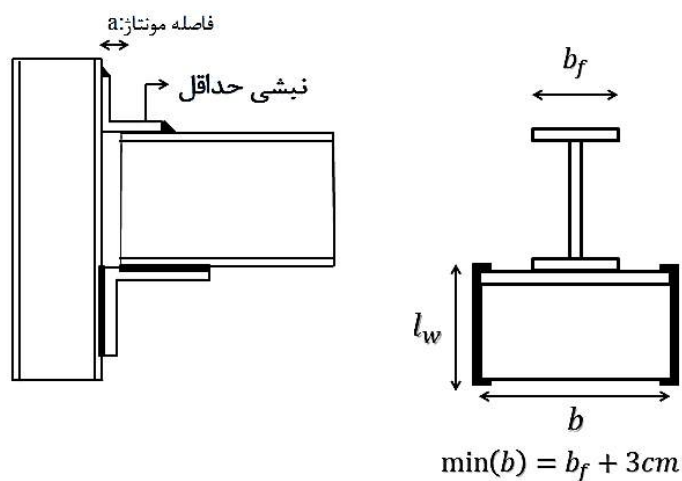
- حداکثر فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است.
۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.
 ۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده و همچنین از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۳-۵- انواع اتصالات مفصلی (ساده)

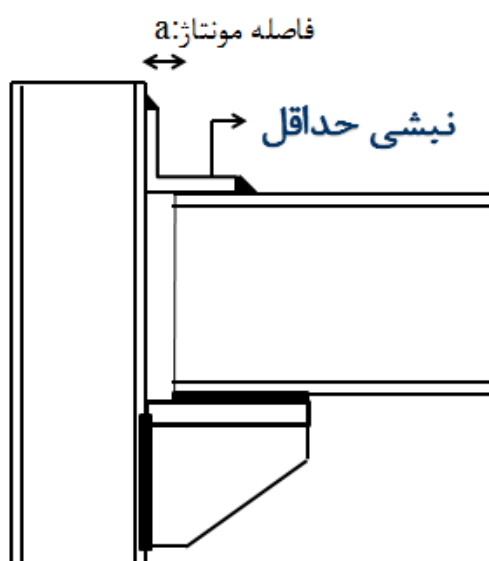
۱-۳-۵- اتصال با نبشی یا ورق جان



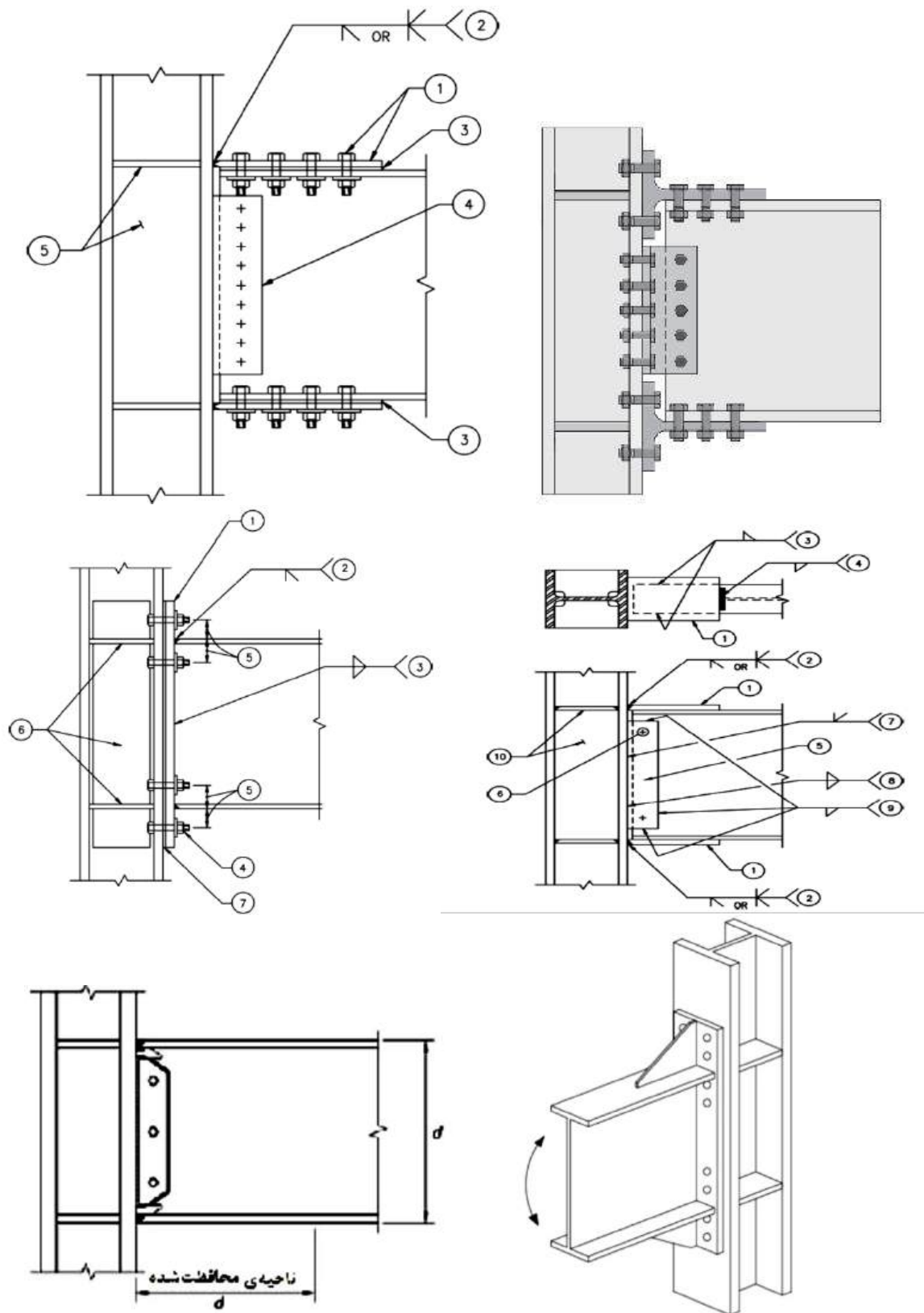
۲-۳-۵- اتصال با نبشی نشیمن

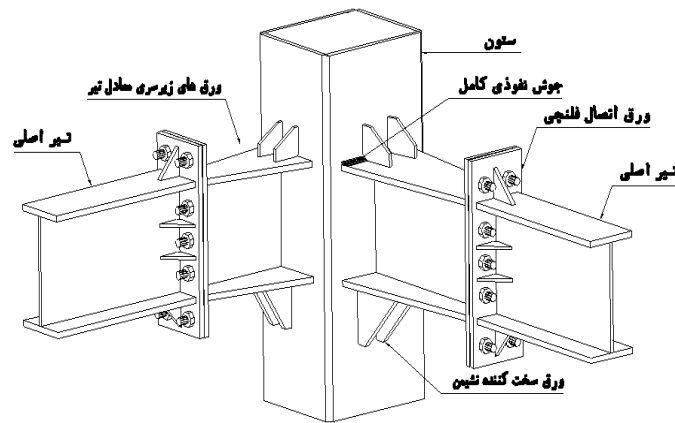


۳-۳-۵- اتصال با نبشیمن تقویت شده



۴-۵- انواع اتصالات گیردار





جزئیات اتصال گیردار تیرها

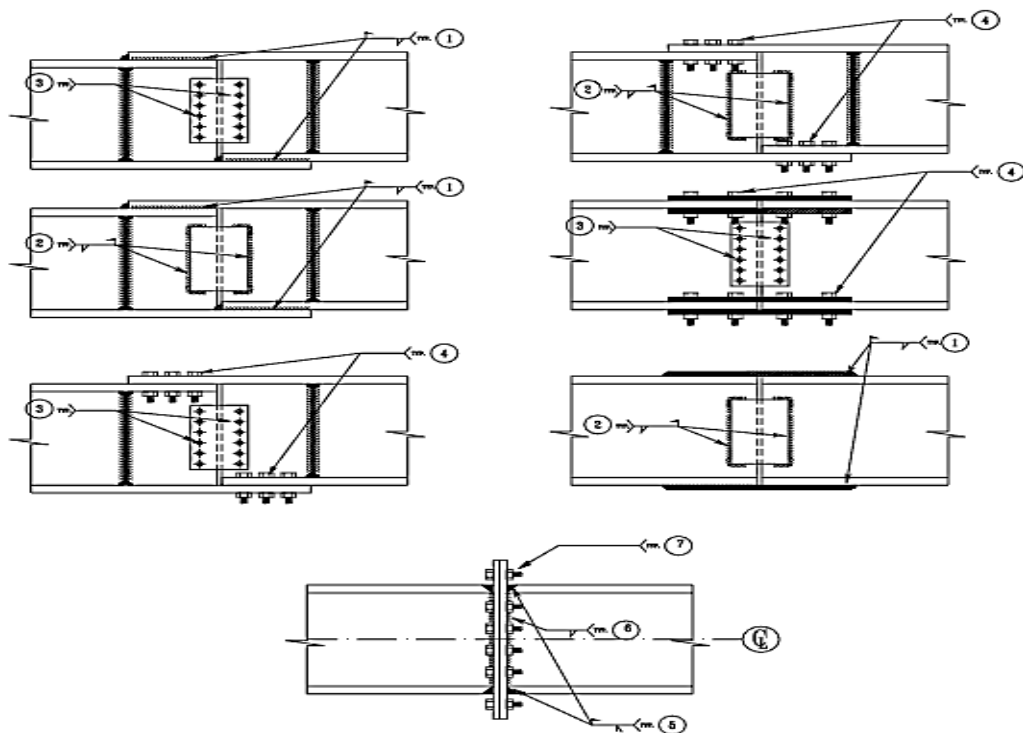




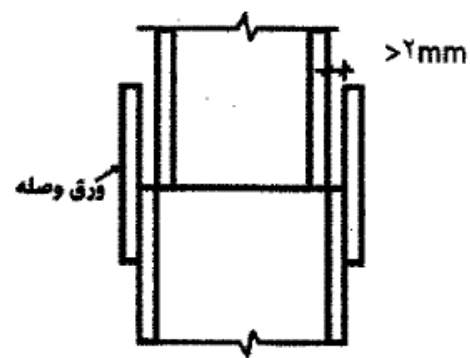
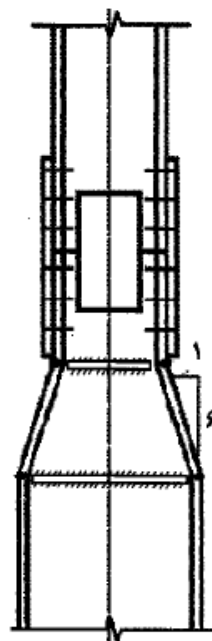
برای ایجاد اتصال گیردار به ستون بالهای تیر باید به ستون متصل شوند. شکل سمت چپ یک اتصال مفصلی است چون هنوز بالهای تیر به ستون جوش نشده اند. در شکل سمت راست بال نیز جوش شده است و اتصال تبدیل به اتصال صلب شده است.



۵-۵- انواع وصله تیرها



۵-۶- جزئیات وصله ستون‌ها



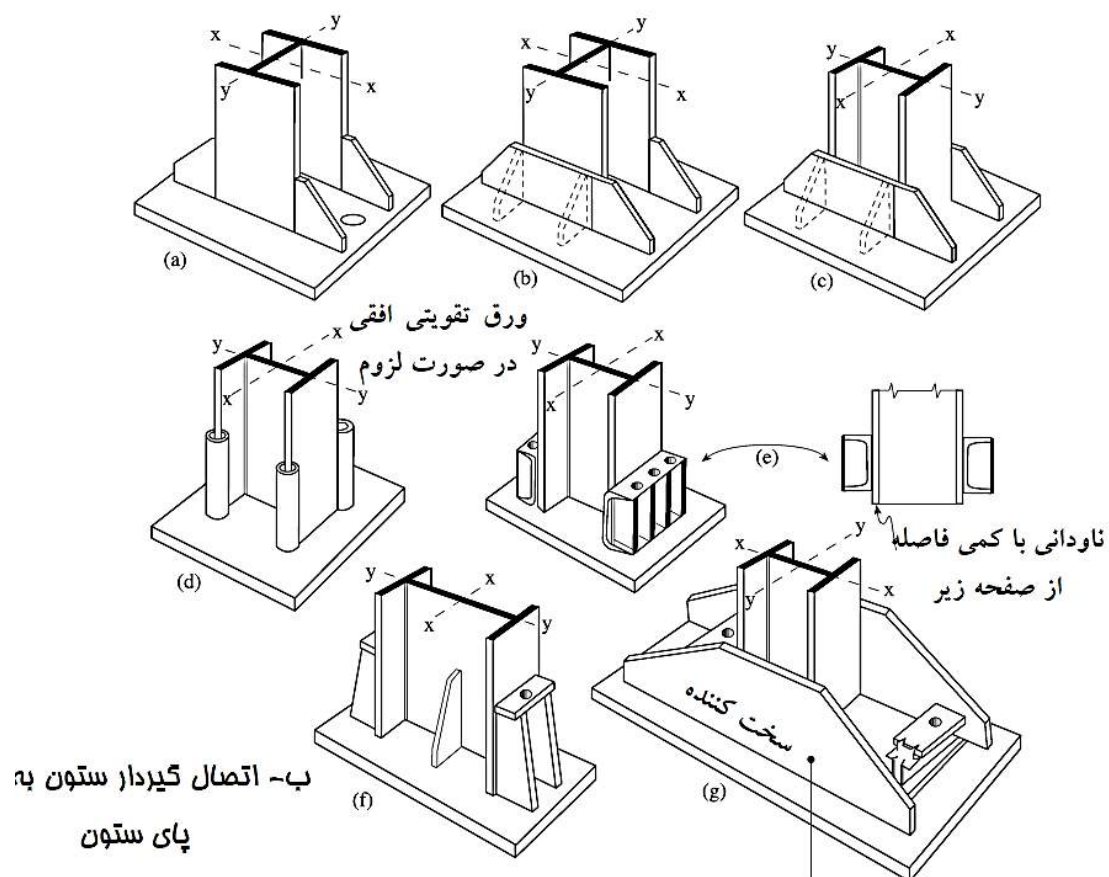
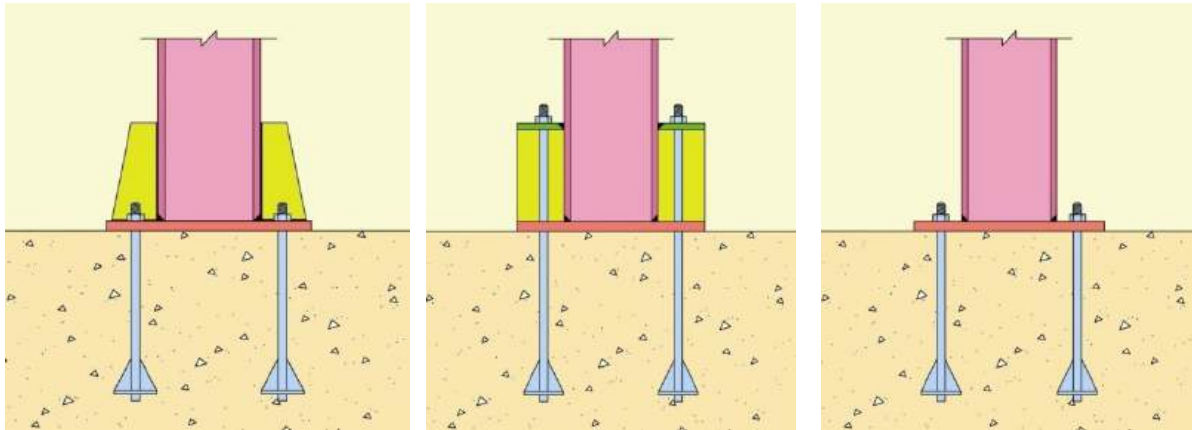
شکل ۱۰-۲-۹-۱۲ نیاز به ورق پرکننده در اتصالات جوشی

شکل ۱۰-۲-۹-۱۳ جزئیات وصله در محل تغییر قابل ملاحظه ابعاد ستون

۷-۵- اتصالات ورق پای ستون

۷-۵-۱- معرفی

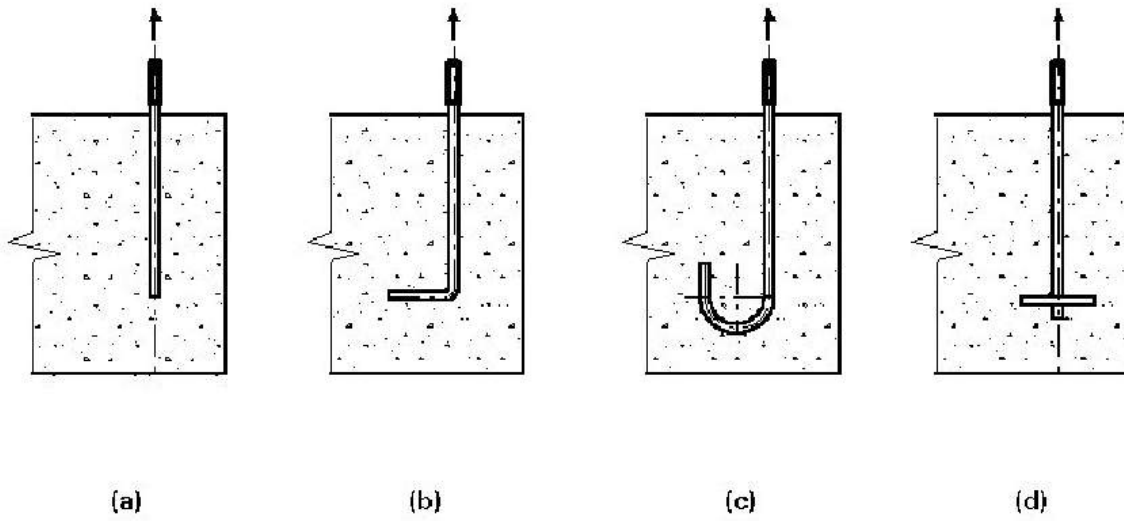
اتصالات پای ستون به فونداسیون می‌تواند به صورت ساده (مفصلی) یا خمشی (گیردار) باشد.



شکل ۸-۱۹- نمونه‌هایی از اتصال ستون به ورق پای ستون

۵-۷-۲- میل مهارها

وظیفه میل مهارها انتقال نیروی برشی و کششی از ستون به فونداسیون می‌باشد.



۶- فصل ششم- طراحی اعضای کششی

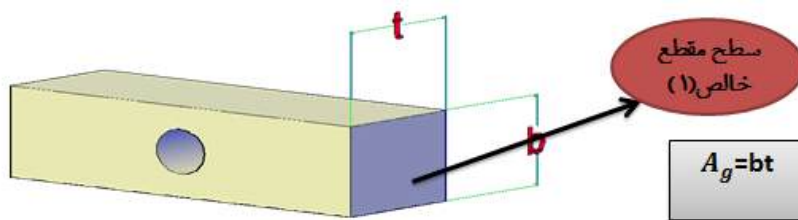
۶-۱- مقدمه

در یک سازه فولادی اعضای کششی کاربرد زیادی دارند. اعضای کششی به عنوان اعضای اصلی و درجه دوم مورد استفاده قرار می‌گیرند. اعضای اصلی جزئی از سیستم باربر سازه هستند. اعضای درجه دوم به صورت مهار بندی سیستم های سقف و کف و تأمین مهار جانبی برای اعضای فشاری و خمشی می‌باشند.

۶-۲- بررسی طراحی در طول عضو کششی

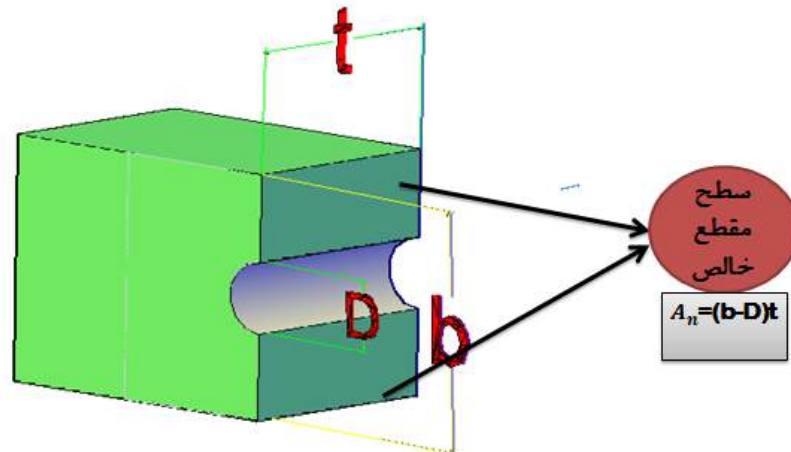
۶-۲-۱- سطح مقطع کل

سطح مقطع کل یا سطح مقطع ناخالص (gross section): سطح مقطع عضو بدون در نظر گرفتن اثر سوراخ‌های قرار گرفته است.

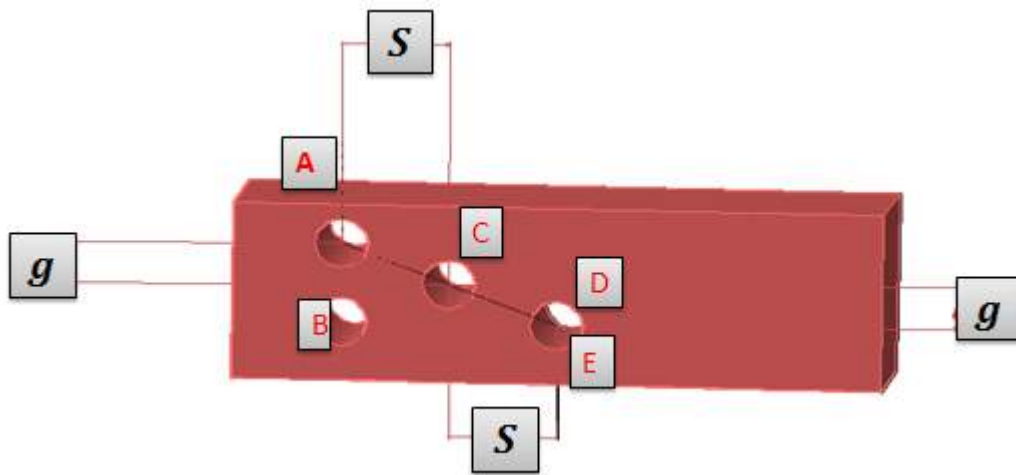


۶-۲-۲- سطح مقطع خالص

سطح مقطع خالص (Net section): از تفاضل سطح سوراخ‌های مقطع از سطح مقطع کل بدست می‌آید.

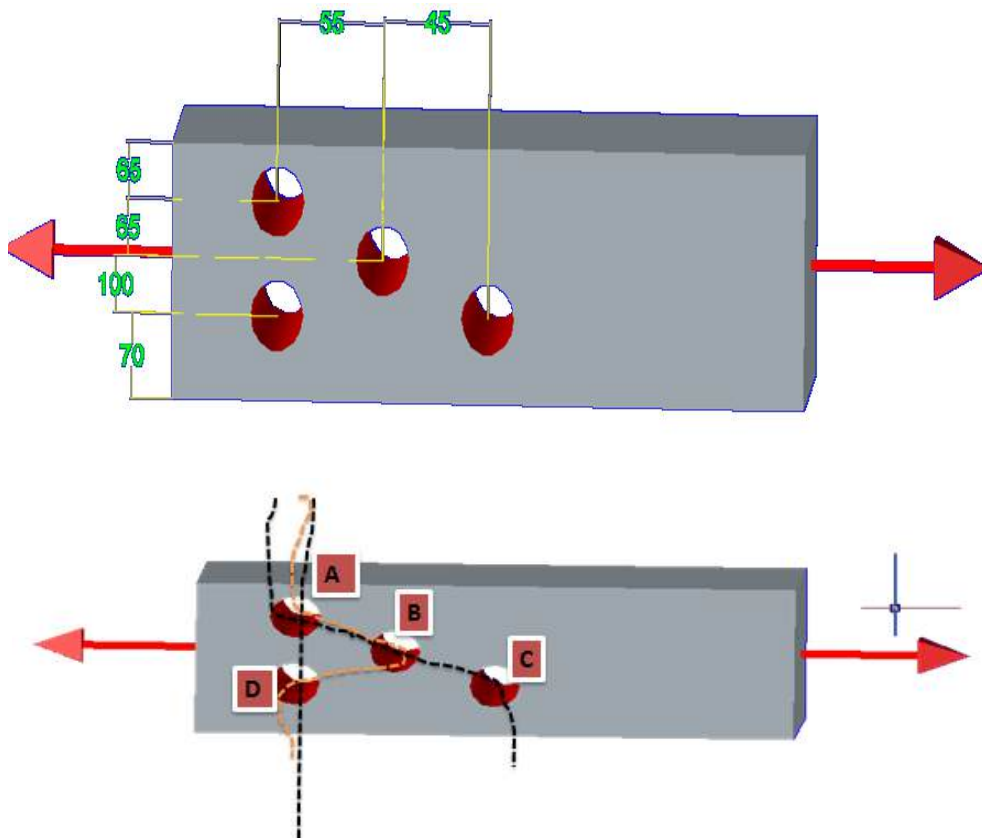


برای زیاد سطح مقطع خالص به جای این که سوراخ‌ها در یک ردیف عمود بر یکدیگر قرار گیرند بهتر است به صورت یک در میان آرایش داده شوند در چنین حالتی باید خطوط گسیختگی مختلف برای تعیین سطح مقطع خالص حداقل مورد استفاده قرار گیرند. در چنین حالتی به ازای هر خط مایل مانند BC مقدار $\frac{s^2}{4g}$ را به آن اضافه می‌کنند.



مثال: سطح مقطع حداقل ورق نشان داده شده را تعیین نمایید. (سوراخ استاندارد برای پیچ M22). ابعاد به میلی متر است.

$$D_h = D_b + \text{لقی} = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$



مسیر AD:

$$A_n = [30 - 2 \times (2.4)] \times 0.8 = 20.16 \text{ cm}^2$$

مسیر ABD:

$$A_n = [30 - 3 \times (2.4) + \frac{5.5^2}{4 \times 6.5} + \frac{5.5^2}{4 \times 10}] \times 0.8 = 19.87 \text{ cm}^2$$

مسیر ABC:

$$A_n = [30 - 3 * (2.4) + \frac{5.5^2}{4 * 6.5} + \frac{4.5^2}{4 * 10}] * 0.8 = 19.57 \text{ cm}^2$$

۳-۲-۶- سطح مقطع خالص موثر

علاوه بر کاهش مقاومت کششی به علت وجود سوراخ، عوامل به وجود آورنده توزیع غیر یکنواخت تنش در مقطع نیز از مقاومت کششی عضو می‌کاهند. به عنوان مثال مقاومت کششی یک نبشی که فقط یک بال آن به ورق اتصال وصل شده است، از مقاومت کششی نظیر نبشی که هر دو بال آن متصل شده است به مراتب کوچکتر است. عامل مسبب این پدیده تاخیر برشی نامیده می‌شود که در شکل زیر نشان داده شده است. برای منظور کردن تاثیر کاهش مقاومت در این گونه موارد، آیین نامه سطح مقطع موثر را طبق رابطه زیر پیشنهاد می‌کند.

$$A_e = U A_n$$

(الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی

$$A_e = U A_g$$

(ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی

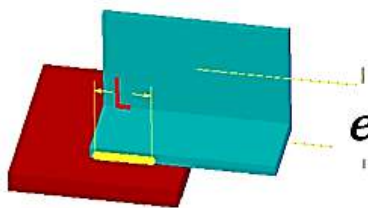
تبصره: در ورق‌های وصله‌های پیچی در اعضای کششی:

$$A_e = A_n \leq 0.85 A_g$$

(۳-۳-۲-۱۰)

$$U=1$$

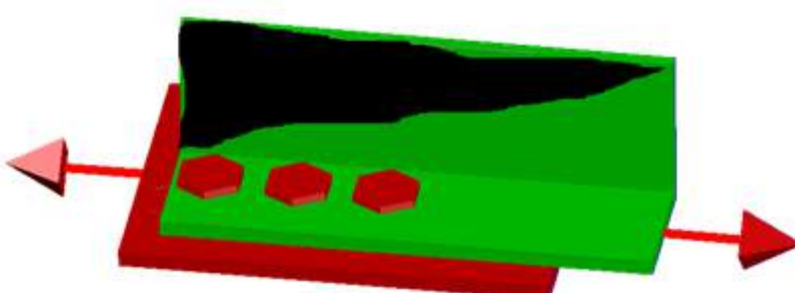
کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد



کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آنها بار به وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.

$$U=1-\frac{e}{L}$$

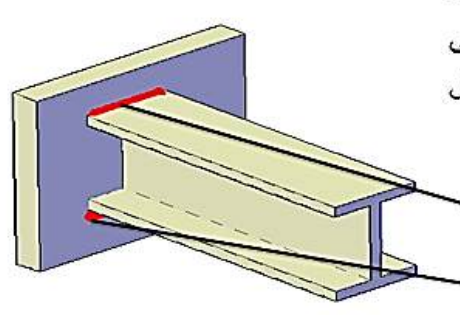
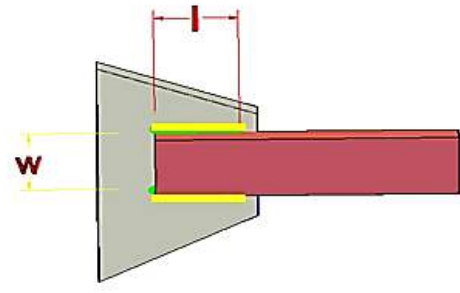
$U = 0.8$	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.
$U = 0.6$	چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.



کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.

$U = 1$

فقط قسمت های جوش شده در محاسبه سطح مقطع موثر در نظر گرفته می شوند

$l > 2w \quad u = 1$
 $1.5w < l < 2w \quad U = 0.87$
 $w < l < 1.5w \quad U = 0.75$

۳-۶- معیار طراحی

مقاومت کششی طراحی ($\phi_t P_n$) در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) و مقطع خالص موثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (4-3-2-10)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (5-3-2-10)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:

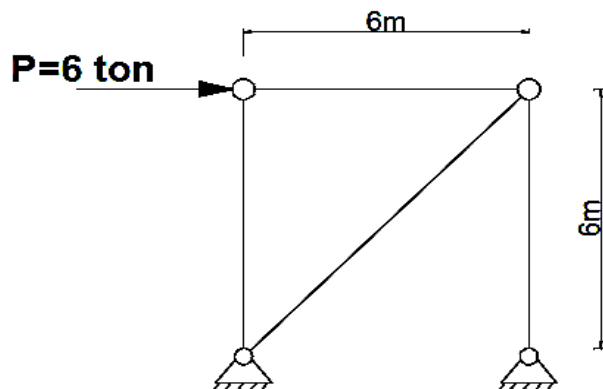
$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e \quad (6-3-2-10)$$

۴-۶- محدودیت لاغری 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.

در رابطه فوق L طول عضو و r شعاع ژیراسیون مقطع عضو است.

مثال: شکل نشان داده شده بادبندی یک ساختمان یک طبقه می باشد. عضو بادبند طبقه را از نبشی طراحی کنید. اتصال نبشی به ورق اتصال، توسط جوش و فقط از طریق یک بال صورت می‌گیرد. فولاد مصرفی از نوع نرمه با $F_u = 3700 \frac{kg}{cm^2}$ و $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.



مقدار نیروی ضریب دار در بادبند برابر است با:

$$\sqrt{6^2 + 6^2} = 8.48m \quad \text{طول بادبند}$$

$$P = \frac{6000}{\cos \theta} = \frac{6000}{0.70754} = 8480 \text{ kg} \quad \text{نیروی بادبند:}$$

تعیین سطح مقطع بر اساس کنترل روی سطح مقطع ناخالص:

$$8480 \leq 0.9 \times 2400 \times A_g \rightarrow A_g \geq 3.925$$

$$\text{Try } L50 \times 50 \times 5 \rightarrow A_g = 4.80 \text{ cm}^2, e = 1.40 \text{ cm}, r = 0.973 \text{ cm}$$

با فرض این که در هر طرف نبشی جوش به طول ۵ سانتی متر انجام شده باشد:

$$U = 1 - \frac{e}{L} = 1 - \frac{1.40}{5} = 0.72 < 0.9 \text{ ok}$$

$$A_e = 0.72 \times 4.80 = 3.456 \text{ cm}^2$$

کنترل حالت حدی گسیختگی:

$$8480 \leq 0.75 \times 3700 \times A_g \rightarrow A_g \geq 3.055 \rightarrow < 3.456 \text{ ok}$$

$$\frac{L}{r_{min}} \leq 300 \quad r_{min} \geq \frac{848}{300} = 2.82 \text{ cm} \quad \text{معیار لاغری}$$

$$\text{Try } L150 \times 150 \times 10 \rightarrow A_g = 29.3 \text{ cm}^2, e = 4.03 \text{ cm}, r = 2.97 \text{ cm}$$

۵-۶- طراحی میل مهارها و قطعات دندانه شده

مبحث دهم: برای قطعه دندانه شده

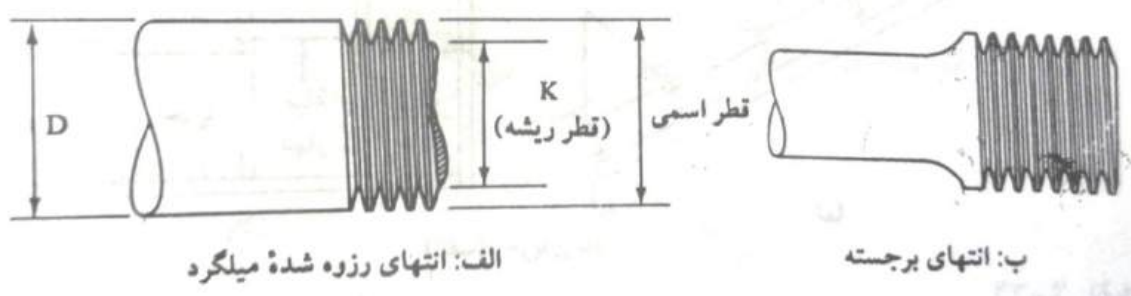
$$P_n = F_{nt} A_b, \quad \phi_t = 0.75, \quad F_{nt} = 0.75 F_u$$

برای مقاطع دندانه شده با حدیده توپی:

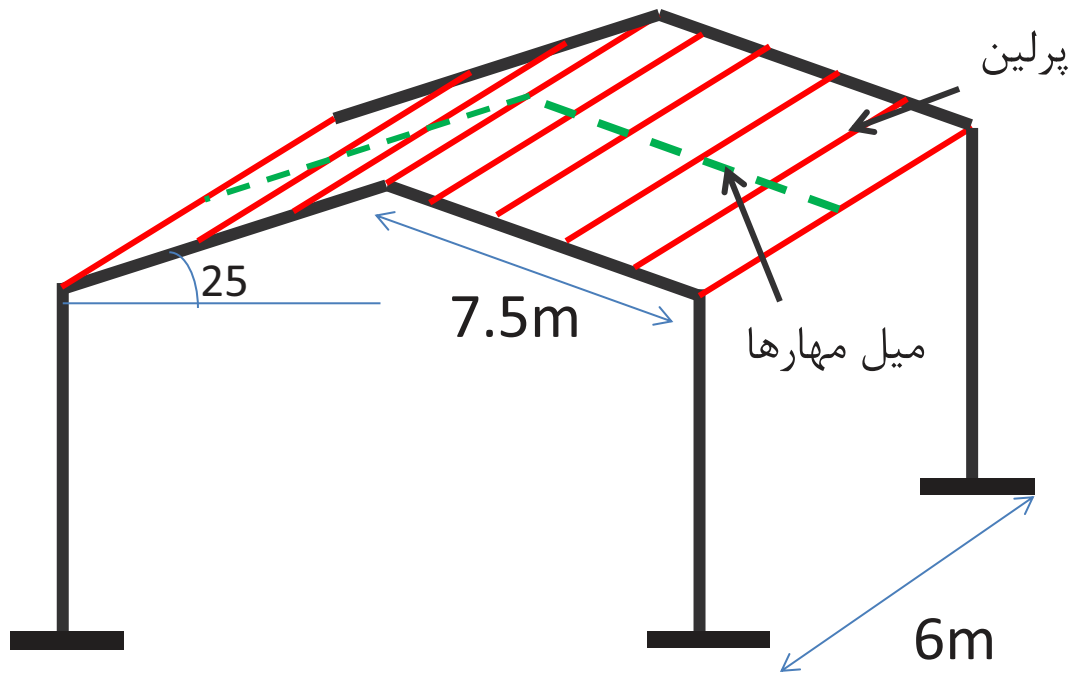
$$0.75 F_u A_D \geq F_y A_b$$

$$A_b = \text{سطح مقطع اسمی}$$

$$A_D = \text{سطح مقطع بدست آمده از قطر خارجی حدیده در ناحیه توپی}$$



مثال: مطلوب است طراحی میل مهار (از نوع قطعه دندانه شده) بام صنعتی شکل زیر. فاصله محور به محور قاب ها ۶ متر و میل مهارها در وسط دهانه نصب شده اند. (فولاد از نوع St-37 و بار برف برابر با ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و مقدار بار مرده برابر با ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد و زاویه سقف ۲۵ درجه می باشد)



توجه شود که شدت بار برف بر روی سطح افقی تعریف می گردد که با ضرب آن در کسینوس زاویه شیب بام ، شدت آن بر روی سطح شیبدار تعیین می شود:

$$S = 150 \cos 25 = 135.946 \frac{kg}{m^2}$$

$$D = 50 \cos 25 = 45.315 \frac{kg}{m^2}$$

بار ضریبدار:

$$w = 1.2D + 1.6S = 271.89 \frac{kg}{m^2}$$

میل مهارها مولفه بار بام را در امتداد شیب سقف حمل می کنند:

$$S = 271.89 \sin 25 = 114.9 \frac{kg}{m^2}$$

$$T = w \times \text{بارگیر سطح} = 114.9 \times \left(\frac{6}{2} \times 7.5 \right) = 2585.4 kg$$

$$P_n = F_{nt} A_b \rightarrow \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{2585.4}{0.75 \times 0.75 \times 3700} = 1.24 cm^2$$

$$\varnothing 14 \text{ انتخاب} : A_b = \frac{\pi}{4} \times 1.4^2 = 1.54 cm^2 > 1.24 cm^2 \text{ ok}$$

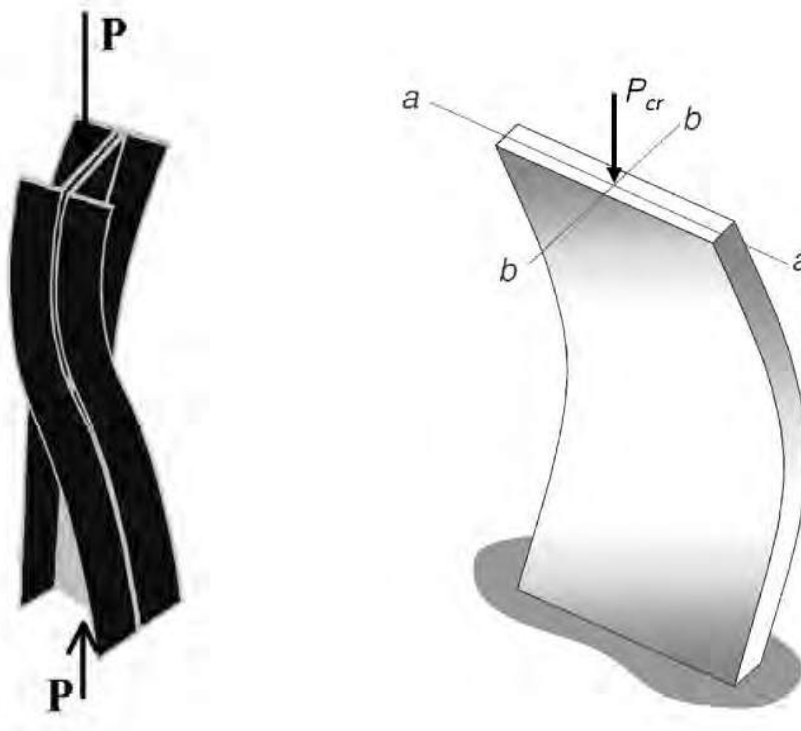
۷- فصل هفتم- طراحی اعضای فشاری

۷-۱- مقدمه

قطعات فشاری شکل‌های متعددی دارند، ستون‌ها شناخته‌ترین نوع قطعات فشاری هستند، تخت بالای خراباها، چپ و راست‌های فشاری، بال فشاری تیرها، قطعات مرکب خمشی و قطعاتی که بطور همزمان تحت فشار و خمش قرار می‌گیرند، سایر انواع قطعات فشاری را تشکیل می‌دهند. ستون معمولاً به قطعات قائم مستقیمی اطلاق می‌شود که طول آنها به مراتب بیشتر از عرض آنهاست. دو اختلاف فاحش بین قطعات فشاری و کششی وجود دارد که عبارتند از:

۱. بارهای کششی سعی در مستقیم نمودن قطعه دارند در حالی که بارهای فشاری تمایل به خم نمودن آنها دارند.
۲. وجود پیچ یا پرچ در قطعات کششی سبب تقلیل سطح باربر قطعه می‌شود ولی در قطعات فشاری فرض می‌شود که پیچ‌ها یا پرچ‌ها سوراخ خود را پر می‌کنند (گرچه در ابتدای اثر بار، به میزان اندکی تغییر شکل برای تماس پیچ یا پرچ با جدار سوراخ لازم خواهد بود) و سطح کل ناخالص قطعه قادر به تحمل بار خواهد شد.

۷-۲- کمانش اعضای فشاری



بار کمانش بحرانی P_{cr} ، برای یک عضو فشاری لاغر بلند به صورت تئوریک با

که :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

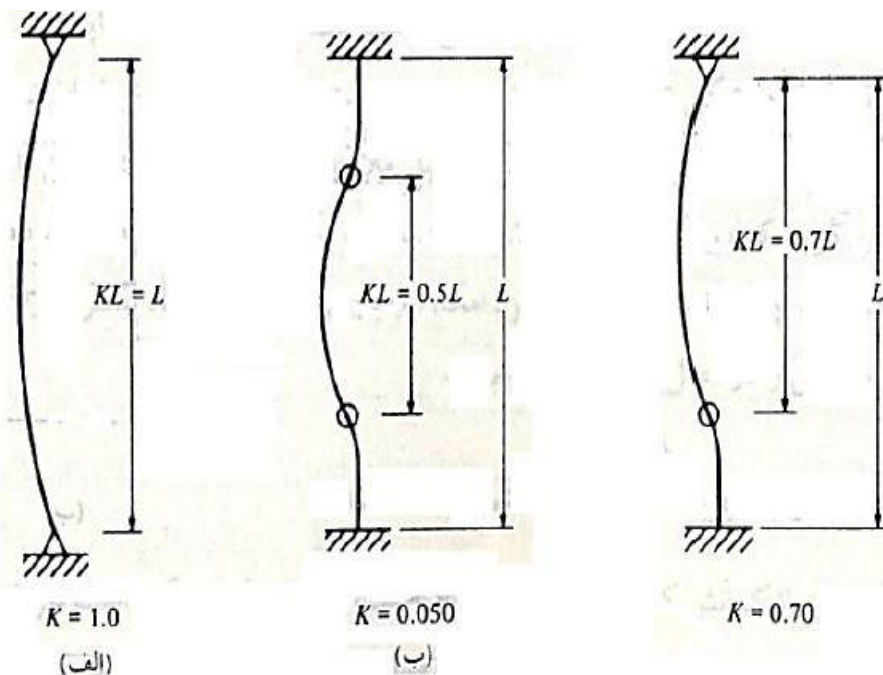
$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

r = شعاع ژیراسیون

KL/r = ضریب لاغری

K = ضریب طول مؤثر بر اساس شرایط مرزی انتهای

طول مؤثر در واقع فاصله بین نقاط عطف شکل کمانش یافته ستون می باشد که به عواملی از قبیل قیود دو سر ستون در برابر دوران و آزاد یا مقید بودن در برابر حرکت جانبی بستگی دارد و آن را با KL نمایش می‌دهند.



مطابق با مبحث دهم:

قاب‌های مهار شده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آنها حرکت جانبی قاب با تکیه کردن بر مهاربندی‌های مورب، دیوارهای برشی و یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این گونه قاب‌ها، ضریب طول مؤثر (K) برای اعضای فشاری باید برابر $1/0$ در نظر گرفته شود مگر آن‌که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول مؤثر کمانش اعضاء فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.

۳-۷- محدودیت ضریب لاغری

اعضایی که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند، ضریب لاغری حداکثر آنها، $(\frac{KL}{r})_{max}$ ، نباید از ۲۰۰ تجاوز کند.

۴-۷- معیارهای طراحی اعضای فشاری

برای طراحی عضو فشاری معیار کمانش باید به دقت مورد بررسی قرار گیرد و بر این اساس ۳ حالت زیر ممکن است رخ دهد:

۱- کمانش خمشی (کلی و موضعی)

۲- کمانش پیچشی

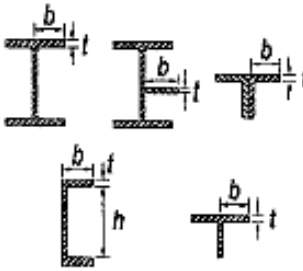
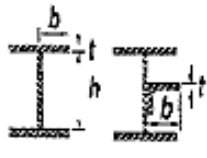
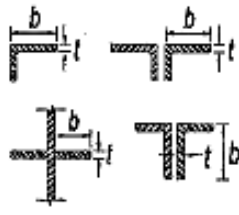
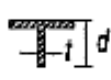
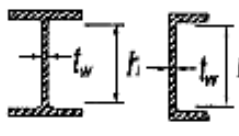
۳- کمانش پیچشی - خمشی

جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

شماره	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل یا دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل یا یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۳	• مقاطع صلیبی • مقاطع مرکب		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۴	• مقاطع توخالی مستطیلی شکل		• کمانش خمشی
۵	• مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		• کمانش خمشی
۶	• مقاطع سپری		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۷	• مقاطع مرکب از دو نیم‌رخ • نبشی پشت به پشت		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۸	• مقاطع نبشی تک		• الزامات بند ۱۰-۲-۴-۶
۹	• مقاطع توپر		• کمانش خمشی
۱۰	• مقاطع بدون محور تقارن • غیر از نبشی‌های تک		• کمانش خمشی-پیچشی

۷-۴-۱- کمانش موضعی

جدول ۱۰-۲-۲-۱ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_p (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
			[a]	
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجسته جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سبیری	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	ساق‌های نبشی‌های تکه ساق‌های نبشی‌های دوپل دارای جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت نشده	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	تینجه (جان) مقاطع سبیری	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

۲-۴-۷- کمانش خمشی

مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری مساوی $\phi_c P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که برای اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در نظر گرفته شود. مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو}$$

$$F_{cr} = \text{تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.}$$

$$\text{الف) اگر } \frac{F_y}{F_e} \leq 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \leq 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (۲-۴-۲-۱۰)$$

$$\text{ب) اگر } \frac{F_y}{F_e} > 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} > 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۳-۴-۲-۱۰)$$

می‌توان از جداول صفحات بعد استفاده نمود.

جدول ۳-۶- تغییرات تنش بحرانی کمانش خمشی بر حسب ضریب لاغری برای فولادی با

$$E = 2/1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}
۱	۲۴۰۰	۴۱	۲۲۱۲	۸۱	۱۷۴۶	۱۲۱	۱۱۸۰	۱۶۱	۷۰۱
۲	۲۴۰۰	۴۲	۲۲۰۳	۸۲	۱۷۳۲	۱۲۲	۱۱۶۶	۱۶۲	۶۹۲
۳	۲۳۹۹	۴۳	۲۱۹۴	۸۳	۱۷۱۸	۱۲۳	۱۱۵۲	۱۶۳	۶۸۳
۴	۲۳۹۸	۴۴	۲۱۸۵	۸۴	۱۷۰۴	۱۲۴	۱۱۳۸	۱۶۴	۶۷۵
۵	۲۳۹۷	۴۵	۲۱۷۵	۸۵	۱۶۹۰	۱۲۵	۱۱۲۵	۱۶۵	۶۶۷
۶	۲۳۹۶	۴۶	۲۱۶۶	۸۶	۱۶۷۶	۱۲۶	۱۱۱۱	۱۶۶	۶۵۹
۷	۲۳۹۴	۴۷	۲۱۵۶	۸۷	۱۶۶۲	۱۲۷	۱۰۹۷	۱۶۷	۶۵۱
۸	۲۳۹۳	۴۸	۲۱۴۶	۸۸	۱۶۴۸	۱۲۸	۱۰۸۴	۱۶۸	۶۴۳
۹	۲۳۹۱	۴۹	۲۱۳۶	۸۹	۱۶۳۴	۱۲۹	۱۰۷۰	۱۶۹	۶۳۶
۱۰	۲۳۸۸	۵۰	۲۱۲۶	۹۰	۱۶۲۰	۱۳۰	۱۰۵۷	۱۷۰	۶۲۸
۱۱	۲۳۸۶	۵۱	۲۱۱۵	۹۱	۱۶۰۶	۱۳۱	۱۰۴۴	۱۷۱	۶۲۱
۱۲	۲۳۸۳	۵۲	۲۱۰۵	۹۲	۱۵۹۲	۱۳۲	۱۰۳۱	۱۷۲	۶۱۴
۱۳	۲۳۸۰	۵۳	۲۰۹۴	۹۳	۱۵۷۸	۱۳۳	۱۰۰۴	۱۷۳	۶۰۷
۱۴	۲۳۷۷	۵۴	۲۰۸۳	۹۴	۱۵۶۳	۱۳۴	۱۰۱۷	۱۷۴	۶۰۰
۱۵	۲۳۷۴	۵۵	۲۰۷۲	۹۵	۱۵۴۹	۱۳۵	۹۹۱	۱۷۵	۵۹۳
۱۶	۲۳۷۰	۵۶	۲۰۶۱	۹۶	۱۵۳۵	۱۳۶	۹۷۸	۱۷۶	۵۸۶
۱۷	۲۳۶۷	۵۷	۲۰۵۰	۹۷	۱۵۲۰	۱۳۷	۹۶۵	۱۷۷	۵۸۰
۱۸	۲۳۶۳	۵۸	۲۰۳۹	۹۸	۱۵۰۶	۱۳۸	۹۵۳	۱۷۸	۵۷۳
۱۹	۲۳۵۸	۵۹	۲۰۲۷	۹۹	۱۴۹۲	۱۳۹	۹۴۰	۱۷۹	۵۶۷
۲۰	۲۳۵۴	۶۰	۲۰۱۵	۱۰۰	۱۴۷۷	۱۴۰	۹۲۶	۱۸۰	۵۶۰
۲۱	۲۳۴۹	۶۱	۲۰۰۴	۱۰۱	۱۴۶۳	۱۴۱	۹۱۳	۱۸۱	۵۵۴
۲۲	۲۳۴۴	۶۲	۱۹۹۲	۱۰۲	۱۴۴۹	۱۴۲	۹۰۱	۱۸۲	۵۴۸
۲۳	۲۳۳۹	۶۳	۱۹۸۰	۱۰۳	۱۴۳۴	۱۴۳	۸۸۸	۱۸۳	۵۴۲
۲۴	۲۳۳۴	۶۴	۱۹۶۷	۱۰۴	۱۴۲۰	۱۴۴	۸۷۶	۱۸۴	۵۳۶
۲۵	۲۳۲۸	۶۵	۱۹۵۵	۱۰۵	۱۴۰۶	۱۴۵	۸۶۴	۱۸۵	۵۳۱
۲۶	۲۳۲۳	۶۶	۱۹۴۳	۱۰۶	۱۳۹۱	۱۴۶	۸۵۲	۱۸۶	۵۲۵
۲۷	۲۳۱۷	۶۷	۱۹۳۰	۱۰۷	۱۳۷۷	۱۴۷	۸۴۰	۱۸۷	۵۱۹
۲۸	۲۳۱۰	۶۸	۱۹۱۸	۱۰۸	۱۳۶۳	۱۴۸	۸۲۹	۱۸۸	۵۱۴
۲۹	۲۳۰۴	۶۹	۱۹۰۵	۱۰۹	۱۳۴۹	۱۴۹	۸۱۸	۱۸۹	۵۰۸
۳۰	۲۲۹۴	۷۰	۱۸۹۲	۱۱۰	۱۳۳۴	۱۵۰	۸۰۷	۱۹۰	۵۰۳
۳۱	۲۲۹۱	۷۱	۱۸۷۹	۱۱۱	۱۳۲۰	۱۵۱	۷۹۶	۱۹۱	۴۹۸
۳۲	۲۲۸۴	۷۲	۱۸۶۶	۱۱۲	۱۳۰۶	۱۵۲	۷۸۶	۱۹۲	۴۹۳
۳۳	۲۲۷۶	۷۳	۱۸۵۳	۱۱۳	۱۲۹۲	۱۵۳	۷۷۶	۱۹۳	۴۸۷
۳۴	۲۲۶۹	۷۴	۱۸۴۰	۱۱۴	۱۲۷۸	۱۵۴	۷۶۶	۱۹۴	۴۸۲
۳۵	۲۲۶۲	۷۵	۱۸۲۷	۱۱۵	۱۲۶۳	۱۵۵	۷۵۶	۱۹۵	۴۷۸
۳۶	۲۲۵۴	۷۶	۱۸۱۳	۱۱۶	۱۲۴۹	۱۵۶	۷۴۶	۱۹۶	۴۷۳
۳۷	۲۲۴۶	۷۷	۱۸۰۰	۱۱۷	۱۲۳۵	۱۵۷	۷۳۷	۱۹۷	۴۶۸
۳۸	۲۲۳۸	۷۸	۱۷۸۷	۱۱۸	۱۲۲۱	۱۵۸	۷۲۷	۱۹۸	۴۶۳
۳۹	۲۲۲۹	۷۹	۱۷۷۳	۱۱۹	۱۲۰۷	۱۵۹	۷۱۸	۱۹۹	۴۵۹
۴۰	۲۲۲۱	۸۰	۱۷۵۹	۱۲۰	۱۱۹۳	۱۶۰	۷۰۹	۲۰۰	۴۵۴

جدول ۳-۷- تغییرات تنش بحرانی کمانش خمشی بر حسب ضریب لاغری برای فولادی با

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}
۱	۳۶۰۰	۴۱	۳۱۸۵	۸۱	۲۲۳۳	۱۲۱	۱۲۴۰	۱۶۱	۷۰۱
۲	۳۵۹۹	۴۲	۳۱۶۶	۸۲	۲۲۰۷	۱۲۲	۱۲۲۰	۱۶۲	۶۹۲
۳	۳۵۹۸	۴۳	۳۱۴۷	۸۳	۲۱۸۱	۱۲۳	۱۲۰۰	۱۶۳	۶۸۳
۴	۳۵۹۶	۴۴	۳۱۲۷	۸۴	۲۱۵۴	۱۲۴	۱۱۸۱	۱۶۴	۶۷۵
۵	۳۵۹۳	۴۵	۳۱۰۷	۸۵	۲۱۲۸	۱۲۵	۱۱۶۲	۱۶۵	۶۶۷
۶	۳۵۹۱	۴۶	۳۰۸۶	۸۶	۲۱۰۲	۱۲۶	۱۱۴۴	۱۶۶	۶۵۹
۷	۳۵۸۷	۴۷	۳۰۶۵	۸۷	۲۰۷۵	۱۲۷	۱۱۲۶	۱۶۷	۶۵۱
۸	۳۵۸۳	۴۸	۳۰۴۴	۸۸	۲۰۴۹	۱۲۸	۱۱۰۸	۱۶۸	۶۴۳
۹	۳۵۷۹	۴۹	۳۰۲۳	۸۹	۲۰۲۳	۱۲۹	۱۰۹۱	۱۶۹	۶۳۶
۱۰	۳۵۷۴	۵۰	۳۰۰۱	۹۰	۱۹۹۷	۱۳۰	۱۰۷۴	۱۷۰	۶۲۸
۱۱	۳۵۶۸	۵۱	۲۹۷۹	۹۱	۱۹۷۱	۱۳۱	۱۰۵۸	۱۷۱	۶۲۱
۱۲	۳۵۶۲	۵۲	۲۹۵۷	۹۲	۱۹۴۴	۱۳۲	۱۰۴۲	۱۷۲	۶۱۴
۱۳	۳۵۵۶	۵۳	۲۹۳۴	۹۳	۱۹۱۸	۱۳۳	۱۰۲۷	۱۷۳	۶۰۷
۱۴	۳۵۴۹	۵۴	۲۹۱۲	۹۴	۱۸۹۳	۱۳۴	۱۰۱۱	۱۷۴	۶۰۰
۱۵	۳۵۴۲	۵۵	۲۸۸۹	۹۵	۱۸۶۷	۱۳۵	۹۹۶	۱۷۵	۵۹۳
۱۶	۳۵۳۴	۵۶	۲۸۶۵	۹۶	۱۸۴۱	۱۳۶	۹۸۲	۱۷۶	۵۸۶
۱۷	۳۵۲۵	۵۷	۲۸۴۲	۹۷	۱۸۱۵	۱۳۷	۹۶۷	۱۷۷	۵۸۰
۱۸	۳۵۱۶	۵۸	۲۸۱۸	۹۸	۱۷۹۰	۱۳۸	۹۵۳	۱۷۸	۵۷۳
۱۹	۳۵۰۷	۵۹	۲۷۹۴	۹۹	۱۷۶۴	۱۳۹	۹۴۰	۱۷۹	۵۶۷
۲۰	۳۴۹۷	۶۰	۲۷۷۰	۱۰۰	۱۷۳۹	۱۴۰	۹۲۶	۱۸۰	۵۶۰
۲۱	۳۴۸۶	۶۱	۲۷۴۶	۱۰۱	۱۷۱۴	۱۴۱	۹۱۳	۱۸۱	۵۵۴
۲۲	۳۴۷۵	۶۲	۲۷۲۲	۱۰۲	۱۶۸۸	۱۴۲	۹۰۱	۱۸۲	۵۴۸
۲۳	۳۴۶۴	۶۳	۲۶۹۷	۱۰۳	۱۶۶۳	۱۴۳	۸۸۸	۱۸۳	۵۴۲
۲۴	۳۴۵۲	۶۴	۲۶۷۲	۱۰۴	۱۶۳۹	۱۴۴	۸۷۶	۱۸۴	۵۳۶
۲۵	۳۴۴۰	۶۵	۲۶۴۷	۱۰۵	۱۶۱۴	۱۴۵	۸۶۴	۱۸۵	۵۳۱
۲۶	۳۴۲۷	۶۶	۲۶۲۲	۱۰۶	۱۵۸۹	۱۴۶	۸۵۲	۱۸۶	۵۲۵
۲۷	۳۴۱۴	۶۷	۲۵۹۷	۱۰۷	۱۵۶۵	۱۴۷	۸۴۰	۱۸۷	۵۱۹
۲۸	۳۴۰۰	۶۸	۲۵۷۱	۱۰۸	۱۵۴۰	۱۴۸	۸۲۹	۱۸۸	۵۱۴
۲۹	۳۳۸۶	۶۹	۲۵۴۶	۱۰۹	۱۵۱۶	۱۴۹	۸۱۸	۱۸۹	۵۰۸
۳۰	۳۳۷۲	۷۰	۲۵۲۰	۱۱۰	۱۴۹۲	۱۵۰	۸۰۷	۱۹۰	۵۰۳
۳۱	۳۳۵۷	۷۱	۲۴۹۴	۱۱۱	۱۴۶۹	۱۵۱	۷۹۶	۱۹۱	۴۹۸
۳۲	۳۳۴۱	۷۲	۲۴۶۹	۱۱۲	۱۴۴۵	۱۵۲	۷۸۶	۱۹۲	۴۹۳
۳۳	۳۳۲۶	۷۳	۲۴۴۳	۱۱۳	۱۴۲۱	۱۵۳	۷۷۶	۱۹۳	۴۸۷
۳۴	۳۳۱۰	۷۴	۲۴۱۷	۱۱۴	۱۳۹۷	۱۵۴	۷۶۶	۱۹۴	۴۸۲
۳۵	۳۲۹۳	۷۵	۲۳۹۱	۱۱۵	۱۳۷۳	۱۵۵	۷۵۶	۱۹۵	۴۷۸
۳۶	۳۲۷۶	۷۶	۲۳۶۵	۱۱۶	۱۳۴۹	۱۵۶	۷۴۶	۱۹۶	۴۷۳
۳۷	۳۲۵۹	۷۷	۲۳۳۸	۱۱۷	۱۳۲۶	۱۵۷	۷۳۷	۱۹۷	۴۶۸
۳۸	۳۲۴۱	۷۸	۲۳۱۲	۱۱۸	۱۳۰۴	۱۵۸	۷۲۷	۱۹۸	۴۶۳
۳۹	۳۲۲۳	۷۹	۲۲۸۶	۱۱۹	۱۲۸۲	۱۵۹	۷۱۸	۱۹۹	۴۵۹
۴۰	۳۲۰۴	۸۰	۲۲۶۰	۱۲۰	۱۲۶۱	۱۶۰	۷۰۹	۲۰۰	۴۵۴

۷-۴-۳- کمانش پیچشی

ب-۱) برای مقاطع دارای دو محور تقارن و بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right) \quad (7-4-2-10)$$

$$C_w = \text{ثابت تابیدگی}$$

$$I_x \text{ و } I_y = \text{ممان اینرسی حول محورهای اصلی}$$

$$K_z = \text{ضریب طول موثر برای کمانش پیچشی}$$

$$J = \text{ثابت پیچشی}$$

۴-۱- محاسبه ثابت تابیدگی:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{b_f^3 t_f h_0^2}{24}$$

یادداشت: برای مقاطع I شکل با تقارن دو محوره، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_0^2/4$ در نظر گرفت که در آن h_0 فاصله مرکز به مرکز بال‌ها می‌باشد.

۴-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

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

مثال:

ستونی دو سر مفصل به طول ۸ متر از یک نیمرخ $IPB 200$ تشکیل شده است. این ستون در وسط ارتفاع، در جهت عمود بر جان،

تکیه‌گاه جانبی دارد. حداکثر نیروی مجاز فشاری این ستون چقدر است؟ $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

علامت اختصاری	اندازه برحسب میلیمتر						A_{Steg} cm ²	A cm ²	G kg/m	محورهای خمشی						S_y cm	سوراخ‌های لبه طبق DIN 997 چاپ اکتبر 1970			
										$y-y$			$z-z$				d_1 mm	w_1 mm	w_2 mm	w_3 mm
	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm	I_z cm ⁴	W_z cm ³	i_z cm														
h	b	t_s	t_g	r	$h-2c$	F	I_x	W_x	i_x	J_y	W_y	i_y	S_x							
		s	t																	
HE-B IPB	تیر آ پهن با لبه‌های موازی ردیف HE-B=IPB طبق DIN 1025 قسمت دوم، چاپ نوامبر 1995 و استاندارد اروپا 53-62 مقادیر مجاز و تolerانس طبق DIN EN 10034 چاپ مارچ 1994																			
100	100	100	6	10	12	56	5.40	26.0	20.4	450	89.9	4.16	167	33.5	2.53	8.63	13	56	-	
120	120	120	6.5	11	12	74	7.08	34.0	26.7	864	144	5.04	318	52.9	3.06	10.5	17	66	-	
140	140	140	7	12	12	92	8.96	43.0	33.7	1510	216	5.93	550	78.5	3.58	12.3	21	76	-	
160	160	160	8	13	15	104	11.8	54.3	42.6	2490	311	6.78	889	111	4.05	14.1	23	86	-	
180	180	180	8.5	14	15	122	14.1	65.3	51.2	3830	426	7.66	1360	151	4.57	15.9	25	100	-	
200	200	200	9	15	18	134	16.6	78.1	61.3	5700	570	8.54	2000	200	5.07	17.7	25	110	-	

فرض: مهار میانی تنها از حرکت جانبی جلوگیری می‌کند و نمی‌تواند مانع از پیچش ستون در وسط شود.

$$r_y = 50.7 \quad r_x = 85.4$$

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{8000}{85.4}, \frac{4000}{50.7}\right) = 93.67 < 200$$

$$F_{e-M} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 224.93 \text{ MPa}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{2 \times 10^7 \times (200 - 15)^2}{4} = 1.71125 \times 10^{11}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum L t^3 = 494955$$

$$F_{e-T} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(8000)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right) = 526.24 \text{ MPa}$$

$$F_e = \text{Min}(F_{e-T}, F_{e-M}) = 224.93 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 153.55 \text{ MPa}$$

$$\varphi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 1079 \text{ kN}$$

مثال: یک ستون فولادی St-37 با مقطع باکس و ضخامت بال و جان ۱۵ میلیمتر تحت اثر نیروی نهایی (ضریبدار) ۱۸۰۰ کیلونیوتن قرار دارد. چنانچه ضریب لاغری ستون برابر با ۱۰۰ فرض شود، ابعاد بیرونی ستون باکس را تعیین کنید.

نیروی ضریبدار (1800 kN) باید کمتر از مقاومت کاهش یافته باشد.

$$(\lambda = 100) \leq \left(4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 136 \right) \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{240}{197}\right)} \right] \times 240 = 144 \rightarrow \varphi P_n = 0.9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$\varphi P_n = 0.9 \times 144 \times A_g \geq 1800 \times 10^3 \rightarrow A_g \geq 13900 \text{ mm}^2$$

$$13900 = 4(15 \times b) \rightarrow b = 231 \text{ mm} \rightarrow \text{USE } b = 250 \text{ mm}$$

۸- مراجع

- ۱- طراحی سازه‌های فولادی، دکتر مجتبی ازهری و دکتر سید رسول میرقادری، انتشارات ارکان دانش، شش جلد.
- ۲- طراحی سازه‌های فولادی به روش تنش مجاز و حدی، شاپور طاحونی، ۲ جلد، ۱۳۹۴.
- ۳- طراحی سازه‌های فولادی به روش ضریب بالا و ضریب مقاومت (LRFD)، دکتر فریدون ایرانی، دانشگاه امام رضا (ع).
- ۴- طراحی سازه‌های فولادی روش‌های طراحی ASD و LRFD، حبیب الله اکبر، انتشارات سیمای دانش، ۱۳۹۲.
- ۵- راهنمای جوش و اتصالات جوشی در ساختمان‌های فولادی، شاپور طاحونی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۷۶.
- ۶- آئین نامه اتصالات در سازه‌های فولادی، نشریه شماره ۲۶۴، معاونت امور فنی، دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی، ۱۳۸۲.
- ۷- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.
- ۸- آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳.
- ۹- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.
- ۱۰- جزوه طراحی سازه‌های فولادی، مسعود حسین زاده اصل، ۱۳۹۶.
- ۱۱- جزوه طراحی سازه‌های فولادی ۲، حسین پروینی ثانی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زنجان، ۱۳۹۴.
- ۱۲- نشریه شماره ۵۴۳، دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک - تیرچه‌های پیش ساخته خرابایی و تیرچه‌های فولادی با جان باز، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، ۱۳۹۰.