طراحی سازه های فولادی یک

سید سجاد مقدسی

دانشجوی دکتری سازه

ویرایش اول تیر ۱۴۰۱

۱-۱ معرفی

امروزه یکی از اساسی‌ترین پایه‌های اقتصادی و اجتماعی کشورهای جهان را صنایع فولاد تشکیل می‌دهد و این به سبب نیاز مبرمی است که انسان برای پیشبرد مقاصد خود در زندگی به این صنعت دارد.

آهن بعد از آلومینیوم، فراوانترین عنصر است و در حدود ۵٪ از قشر جامد کره زمین را تشکیل می‌دهد. آهن خالص به علت نرم بودن و نداشتن استحکام کافی در صنایع مورد استفاده ندارد و معمولاً آن را همراه با عناصر دیگری مانند غیرفلزات (کربن، گوگرد، فسفر و سیلیسیوم) و در بعضی موارد با فلزات (کرم، نیکل، وانادیوم و ...) به‌صورت آلیاژ به‌کار می‌برند، که به نام‌های اصلی **فولاد** (اگر درصد کربن از ۲/۰۶ کمتر باشد) و **چدن** (اگر مقدار کربن از ۲/۰۶ تا ۴/۵ درصد باشد) معروف می‌باشد.

فولادها آلیاژهایی از آهن و کربن هستند که عناصر دیگری نیز به همراه دارند. در این میان کربن نقش مهمی در تعیین بیشتر خصوصیات فولاد (قابلیت عملیات حرارتی، جوشکاری، ریخته گری، نقطه ذوب و ..) را دارد.

مشخصات فولادهای متعارف مصرفی در بازار ایران مطابق جدول (۱-۱) است. برای ضخامت‌های بیشتر از ۴۰ میلیمتر مقادیر جدول حدود ۵٪ کاهش می‌یابد. پارامترهای F_y و F_u به ترتیب تنش تسلیم و تنش نهایی قابل تحمل فولاد می‌باشد که در طراحی کاربرد دارد. فولاد ماده‌ای همسانگرد (ایزوتروپ) است یعنی دارای ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) E ثابت در همه جهات می‌باشد و تا رسیدن به تنش تسلیم، از قانون هوک پیروی می‌کند.

۱-۲ فولاد کربن دار

فولاد کربن دار به فولادی گفته می‌شود که علاوه بر آهن، حداکثر میزان کربن و آلیاژهای مختلف آن برابر است با :

الف) کربن ۱/۷ درصد ب) منگنز ۱/۶۵ درصد پ)سیلیکن۰/۶ درصد ت) مس ۰/۶ درصد

کربن و منگنز عناصر اصلی افزایش مقاومت فولاد نسبت به آهن هستند. انواع مختلف فولاد در حد فاصل آهن خالص با صفر درصد کربن و چدن با ۱/۷ درصد کربن قرار دارند. این فولادها به چهار رده کم کربن (مقدار کربن کمتر از ۰/۱۵ درصد)، کربن ملایم (۰/۱۵ تا ۰/۲۹ درصد)، کربن متوسط (۰/۳ تا ۰/۵۹ درصد) و پُر کربن (۰/۶ تا ۱/۷ درصد) تقسیم می شوند. فولادهای کربن‌دار ساختمانی در رده کربن ملایم قرار دارند.

فولاد نرمه : فولادهای کربن‌دار ساختمانی در رده کربن ملایم قرار دارند و به آن‌ها فولاد نرمه گویند. فولاد ST37 یا S235 فولاد نرمه می‌باشد و نمودار تنش - کرنش آن در شکل ۱-۱ (نمودار الف) نشان داده شده است. درصد کربن فولاد نرمه بسته به ضخامت بین ۰/۲۵ تا ۰/۲۹ می‌باشد. در صورتیکه درصد کربن فولاد از ۰/۳ بیشتر شود، عمل جوشکاری فولاد پُر خرج است و نیاز به پیش گرمایش، پس گرمایش و الکترودهای مخصوص دارد.

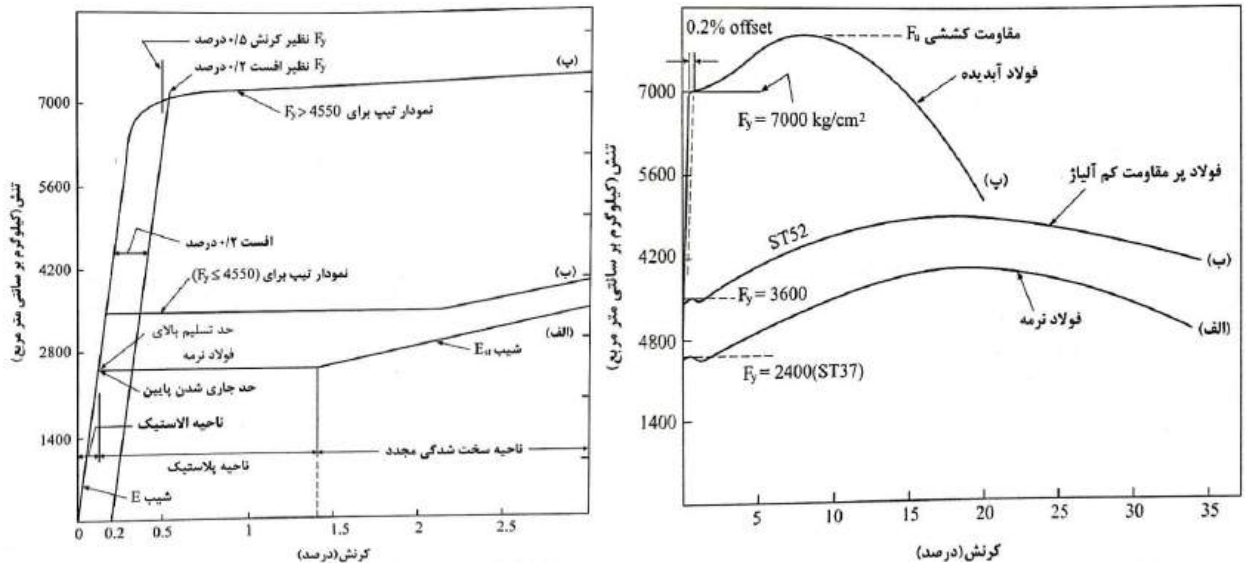
فولاد پُرمقاومت کم‌آلیاژ : افزایش آلیاژها به میزان کمی در این فولاد باعث ریز شدن ساختمان بلوری آهن و در نتیجه افزایش مقاومت آن می‌شود. فولادهای پُرمقاومت آلیاژدار در شرایط عادی استفاده می‌شوند و برای جوشکاری آن ها احتیاج به هیچ گونه پیش‌گرمایش یا پس‌گرمایش نیست. فولاد ST52 یا S355 در رده فولادهای پُرمقاومت کم آلیاژ قرار دارد و نمودار تنش – کرنش آن مطابق نمودار تنش – کرنش آن در شکل ۱-۱ (نمودار ب) نشان داده شده است. این نوع فولاد در ساختمان‌سازی کاربرد کمتری دارد.

فولاد آلیاژدار آب دیده باز پخت‌شده : اگر فولادهای پُرمقاومت کم‌آلیاژ را آب داده و سپس بازپخت نماییم، تنش تسلیم آن افزایش می‌یابد و نمودار تنش – کرنش آن مطابق شکل ۱-۱ (نمودار پ) می‌شود. این نمودار نشان می‌دهد که نقطه تسلیم مشخصی برای این فولادها وجود ندارد و برای تعریف نقطه تنش تسلیم از کرنش ۰/۲ درصد، خطی به موازات امتداد اولیه نمودار تنش – کرنش رسم می‌شود. نقطه تلاقی این خط با نمودار، تنش تسلیم نامیده می‌شود. برای جوشکاری این فولادها باید تدابیر

ویژه‌ای تامین شود. این فولادها کاربردی در ساختمان‌سازی ندارند و بیشتر برای ساخت مخازن تحت فشار استاندارد کارخانه‌ای استفاده می‌شود.

عمل آب دادن و پخت مجدد که به آن **اصلاح گرم** می‌گویند، بدین ترتیب است که ابتدا دمای فولاد را به حدود ۹۰۰ درجه سانتیگراد می‌رسانند. سپس با فروبردن در آب یا روغن، به سرعت تا حدود ۱۵۰ تا ۲۰۰ درجه سرد می‌نمایند. در نهایت آن را تا حدود ۶۲۰ درجه سانتیگراد گرم نموده و به آرامی سرد می‌کنند. عمل بازپخت هرچند که از تنش تسلیم و سختی فولاد می‌کاهد، لیکن شکل‌پذیری و طاقت فولاد را افزایش می‌دهد.

فولاد پیچ : برای ساخت پیچ از فولادهای با مقاومت نهایی F_u بین ۴۰۰ تا ۱۰۰۰ مگاپاسکال استفاده می‌شود.



شکل ۱-۱ الف) نمودار تنش - کرنش انواع فولاد ب) قسمت ابتدایی نمودار تنش - کرنش با مقیاس بزرگتر

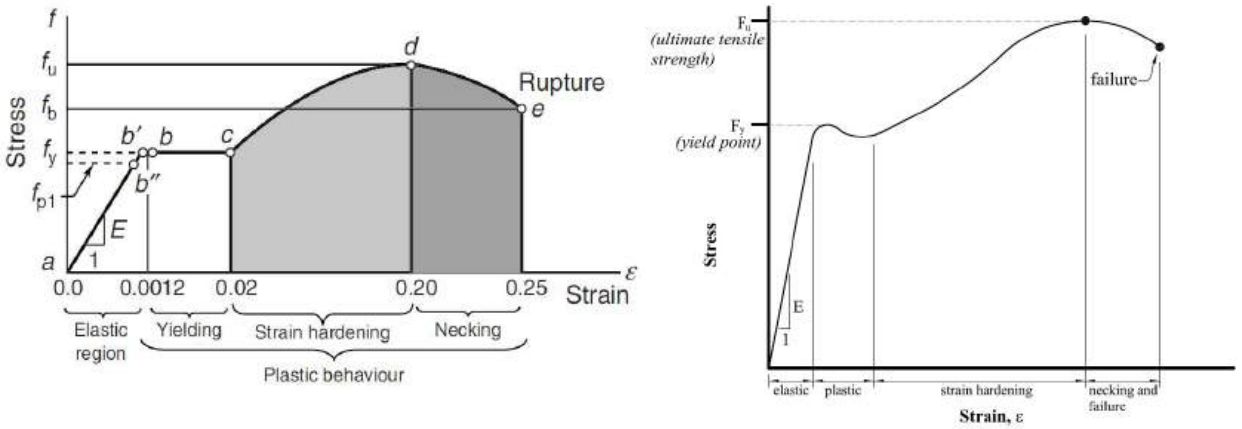
جدول ۱-۱ فولادهای متعارف در ایران

Steel	F_y (MPa)	F_u (MPA)	E (MPa)	μ	α (1/°C)	ρ (kg/m³)
ST37 (S235)	235	370	200000	0.3	$12*10^{-6}$	7850
ST44 (S275)	275	440				
ST52 (S355)	355	520				

۱-۳ خواص منحنی تنش – کرنش آن

نمودار تنش – کرنش فولاد در شکل ۱-۲ نشان داده شده است. بالاترین نقطه نمودار مقاومت نهایی فولاد است و با Fu نشان داده می‌شود. همچنین، بیشترین تنشی که فولاد در محدوده ارتجاعی تحمل می‌کند، مقاومت تسلیم فولاد است و با Fy مشخص شده است. تغییرشکل فولاد در محدوده غیرارتجاعی حدود ۲۰۰ تا ۳۰۰ برابر تغییرشکل محدوده ارتجاعی آن می‌باشد. تغییرشکل در فولادهای نرم‌تر بیشتر است و حالات رفتاری آن تا لحظه گسیختگی قابل مشاهده است.

پرسش ۱-۱ در محدوده غیرارتجاعی چه تغییراتی در ساختار فولاد رخ می‌دهد؟ درخصوص نابجایی در ساختار ماده تحقیق کنید.



شکل ۱-۲ بخش های مهم دیاگرام تنش کرنش فولاد

از اصول انرژی می‌دانیم که انرژی ذخیره شده در واحد حجم عضو تحت تنش قائم، مساوی سطح زیر نمودار تنش-کرنش می‌باشد. سطح زیر نمودار تنش-کرنش فولاد تا حد خطی، **ضریب فنریت (Resilience) فولاد** نامیده می‌شود و نشان‌دهنده انرژی جذب شده در ناحیه خطی است. به طور مشابه سطح زیر نمودار تنش-کرنش تا نقطه گسیختگی، **طاقت (Toughness) فولاد** نامیده می‌شود و نشان‌دهنده انرژی جذب شده در هنگام گسیختگی فولاد می‌باشد.

۱-۴ اثر دمای زیاد در مشخصات مکانیکی فولاد

در طراحی ساختمانی اثر دمای زیاد مدنظر نیست اما هنگامیه اثر آتش سوزی مورد توجه باشد، اثر دمای زیاد بر فولاد بایستی دقیقاً بررسی گردد.

وقتی دما از ۹۳ درجه سانتیگراد بیشتر شود، نمودار تنش – کرنش از حالت خطی خارج شده و به تدریج نقطه تسلیم از حالت مشخص خارج می‌شود. با افزایش بیشتر دما، ضریب ارتجاعی (الاستیسیته)، تنش تسلیم و مقاومت کششی کاهش می‌یابند. در دحدوده ۴۳۰ تا ۵۴۰ درجه، سرعت کاهش، حداکثر است. کاهش مقاومت فولاد به واسطه افزایش دما، بزرگترین عیب سازه‌های ساخته شده از فولاد می‌باشد و برای رفع آن، کوشش می‌شود با کمک بتن‌پاشی بر روی اعضای فولادی، عایق مناسبی برای حفاظت در مقابل دمای ناشی از آتش‌سوزی ایجاد گردد. در شکل ۱-۳، سایر روش‌های مقاوم‌سازی فولاد در مقابل آتش نشان داده شده است.

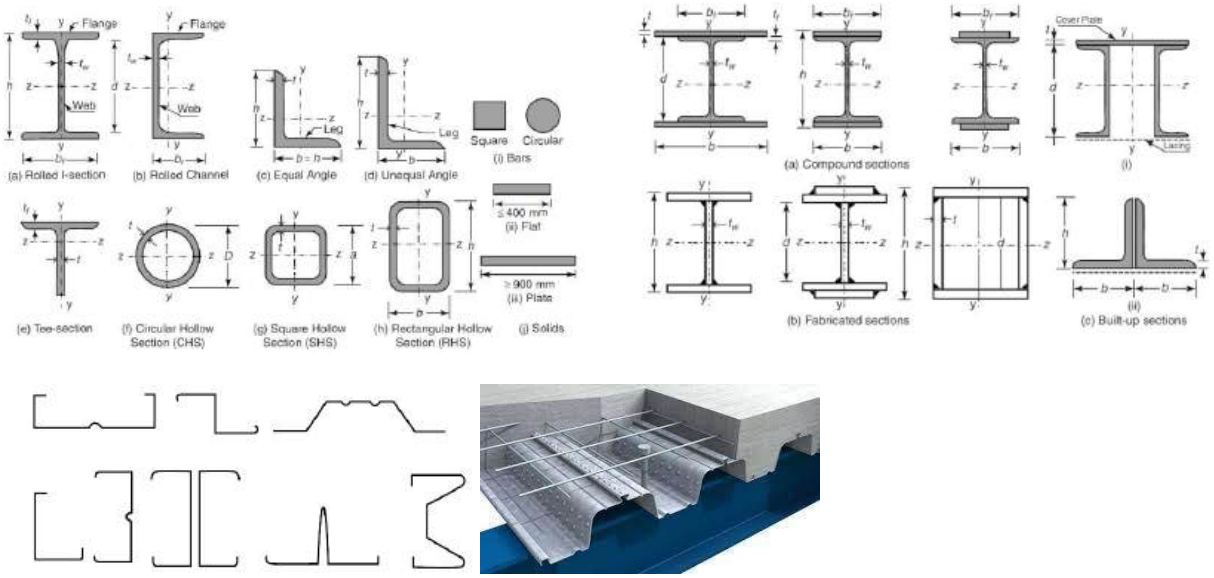
عایق حفاظتی به ضخامت ۳۵ میلیمتر، حدود ۲ ساعت دوام در برابر آتش سوزی ایجاد می‌کند.

طبق مقررات، اسکلت ساختمان فولادی باید به مدت دو ساعت در برابر آتش سوزی مقاوم باشد.

شکل ۱-۳ روش‌های مقاوم‌سازی فولاد در مقابل آتش

۱-۵ مقاطع فولادی مورد استفاده در سازه‌های فولادی

در شکل ۱-۴، مقاطع فولادی نورد شده و شاخته شده با ورق که در سازه‌های فولادی کاربرد دارند، نشان داده شده است.



شکل ۱-۴ مقاطع فولادی

۱-۶ طراحی سازه‌های فولادی در حالات حدی (LRFD) طبق مبحث دهم

پرسش ۱-۲ مفاهیم مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در سازه را بررسی کنید.

۱۰-۱-۲ مبانی طراحی

در این مبحث مبنای طراحی سازه‌ها، بررسی و کنترل آنها در حالت‌های حدی برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری است.

۱۰-۱-۲-۱ 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 مجموعهٔ 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 مجموعهٔ 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 مجموعهٔ 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.

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

۱۰-۱-۲-۲-۱ 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 دستهٔ 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 ملّی ساختمان باشد.

ب- دومین دستهٔ 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.

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:

$$R_u \le \phi R_n \qquad (۱۰-۲-۱-۱)$$

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 ملّی ساختمان تعیین شود.

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

R_n = مقاومت اسمی عضو که مقادیر آن در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

۱۰-۱-۲-۳ طراحی بر اساس حالت‌های حدی بهره‌برداری

۱۰-۱-۲-۳-۱ مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در این مبحث الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در بخش ۱۰-۲-۱۰ ارائه شده است. ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان باشد. در این حالت هیچگونه ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته نمی‌شود.

۱۰-۱-۲-۳-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری باید مطابق جدول ۱۰-۱-۲-۲ در نظر گرفته شوند.

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

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

* ضوابط مربوط به کنترل این معیارهای طراحی در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

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

ردیف	معیار طراحی
۱	حالت‌های حدی مقاومت از قبیل تسلیم، گسختگی، کمانش، تشکیل مکانیزم خرابی (فروریختگی) [۱]
۲	ناپایداری کلی از قبیل ناپایداری در برابر واژگونی و یا ناپایداری به علت تغییرمکان 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 [۶]
۸	کنترل اتصال فولاد و بتن در قطعات مختلط [۱]

۱-۷ ترکیب بارهای روش حالات حدی (LRFD) در سازه‌های فولادی طبق مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز، R_u، که تقاضای سازه (Demand) نیز نامیده می‌شود، بایستی اثرات بارهای خارجی روی سازه، جداگانه تعیین شود. سپس به نحوی ترکیب شوند تا بحرانی‌ترین حالت را بوجود آورند. بحرانی‌ترین حالت‌ها توسط آیین‌نامه‌های بارگذاری معرفی می‌گردد. ترکیب بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آمده است.

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(Lr یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(Lr یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(Lr یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

A_k	بار یا اثر ناشی از حادثه غیرعادی
E	بار زلزله طرح
H	بار ناشی از فشار جانبی خاک، فشار آب زیرزمینی یا فشار مواد انباشته
R	بار باران
W	بار باد
D_i	وزن یخ
L_r	حداقل بار زندهٔ گسترده یکنواخت
L_r	بار زنده بام
D	بار مرده
F	بار ناشی از سیال با فشار و ارتفاع حداکثر مشخص
L	بار زندهٔ طبقات به جز بام
S	بار برف
W_i	بار باد وارد بر اعضاء با وجود یخ
F_a	بار سیل
T	بار خود کرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفتگی
W_{ser}	بار باد سطح بهره‌برداری

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_0 (طبق جدول ۲ در فصل یک) آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ در قسمت پنجم فصل یک، کاهش بارهای زنده در محاسبهٔ بار L منظور نشده باشد.

ب) در طراحی سازه‌های پیش‌تنیده، اثر پیش‌تنیدگی باید با ضریب واحد یا ضریب بار مرده در ترکیب بارها وارد شود و هر کدام که اثر نامساعدتری دارند، در طراحی لحاظ شود.

پ) در مواردی که بار سیال (F) بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده (D) در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته (H) اثر آنها را باید به‌صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱/۶ در ترکیب بارها منظور شود.

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰/۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

ث) اگر طبق فصل ۶-۶ در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (فصل ۴ کتاب حاضر)، در نظر گرفتن بار سیل برای سازه لازم باشد، علاوه بر ترکیب‌های ارائه شده، باید دو ترکیب بار اضافی با جایگزینی $1/6W + 2/0F_a$ به جای $1/6W$ در ترکیب‌های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

ج) در صورتی‌که بر طبق فصل ۶-۹ در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (فصل ۴ کتاب حاضر)، در نظر گرفتن بار یخ جوی و بار باد وارده بر یخ بر روی سازه الزامی باشد، ترکیب بارهای زیر در طراحی سازه باید منظور شود:

ج-۱) عبارت (R یا S یا L_r) ۰/۵ در ترکیب بار شماره ۲، باید با عبارت $0/2D_i + 0/5S$ جایگزین شود.

ج-۲) عبارت (R یا S یا L_r) $1/6W + 0/5$ در ترکیب بار شماره ۴، باید با عبارت $D_i + 1/6W_i + 0/5S$ جایگزین شود.

ج-۳) عبارت $1/6W$ در ترکیب بار شماره ۶، باید با عبارت $D_i + 1/6W_i$ جایگزین شود.

چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

۱) $1/2D + 0/5L + 0/5(L_r \text{ یا } S) + 1/2T$

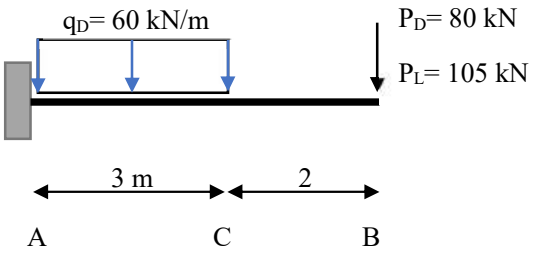
۲) $1/2D + 1/6L + 1/6(L_r \text{ یا } S) + T$

ح) در مواردی که بر طبق ضوابط بند ۶-۱۱-۱۴ در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان، کنترل سازه برای زلزلهٔ سطح بهره‌برداری الزامی باشد، مقاومت سازه، اعضاء و اجزای آن باید برای ترکیب بار زیر نیز بررسی شود. در این حالت در محاسبهٔ مقاومت طراحی اعضاء، ضوابط بند فوق‌الذکر و استاندارد ۲۸۰۰ ایران باید رعایت گردد.

$D + 0/5L + 0/5(L_r \text{ یا } S) + E_{ser}$

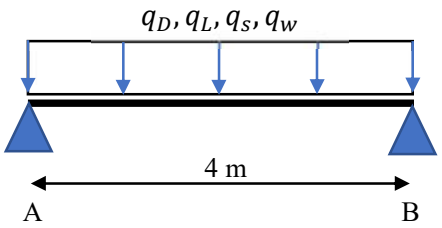
خ) در ترکیب بار شماره ۳، باید هر دو حالت اثر بار زنده و باد بررسی شده و نامساعدترین حالت در طراحی منظور شود.

مثال ۱-۱ لنگر و برش حداکثر طراحی تیر مقابل را تعیین نمایید.



مثال ۱-۲ در یک تیر فولادی لنگر حاصل از بارهای بدون ضریب مرده، زنده و زلزله به ترتیب ۲۰۰، ۱۵۰ و ۳۰۰ کیلونیوتن متر است. لنگر خمشی حداکثر را تعیین نمایید.

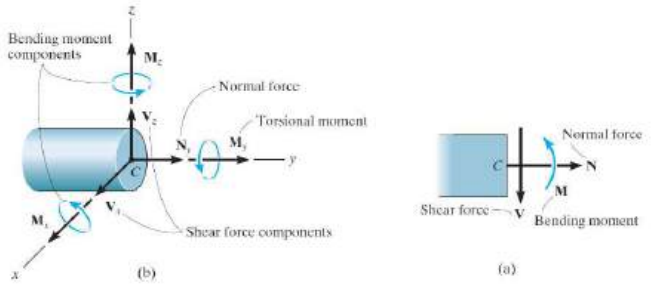
مثال ۱-۳ لنگر و برش طراحی تیر مقابل را تعیین نمایید. بار باد به صورت مکش است.



$$q_D = 2\frac{kN}{m}, q_L = 3\frac{kN}{m}, q_s = 3\frac{kN}{m}, q_w = 8\frac{kN}{m}$$

۱-۸ نمودار لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری

نیروهای داخلی در اعضای سازه در حالت دو بعدی و سه بعدی در شکل ۱-۵ نشان داده شده است. رابطه بار گسترده، نیروی برشی و لنگر خمشی نیز به فرم زیر می‌باشد. این روابط در قالب مثال ۱-۴ بررسی می‌شوند.



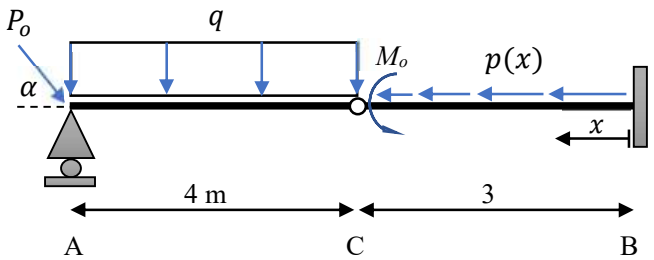
شکل ۱-۵ نیروهای داخلی در اعضای سازه

$$\frac{dV}{dx} = -q(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = V(x)$$

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -q(x)$$

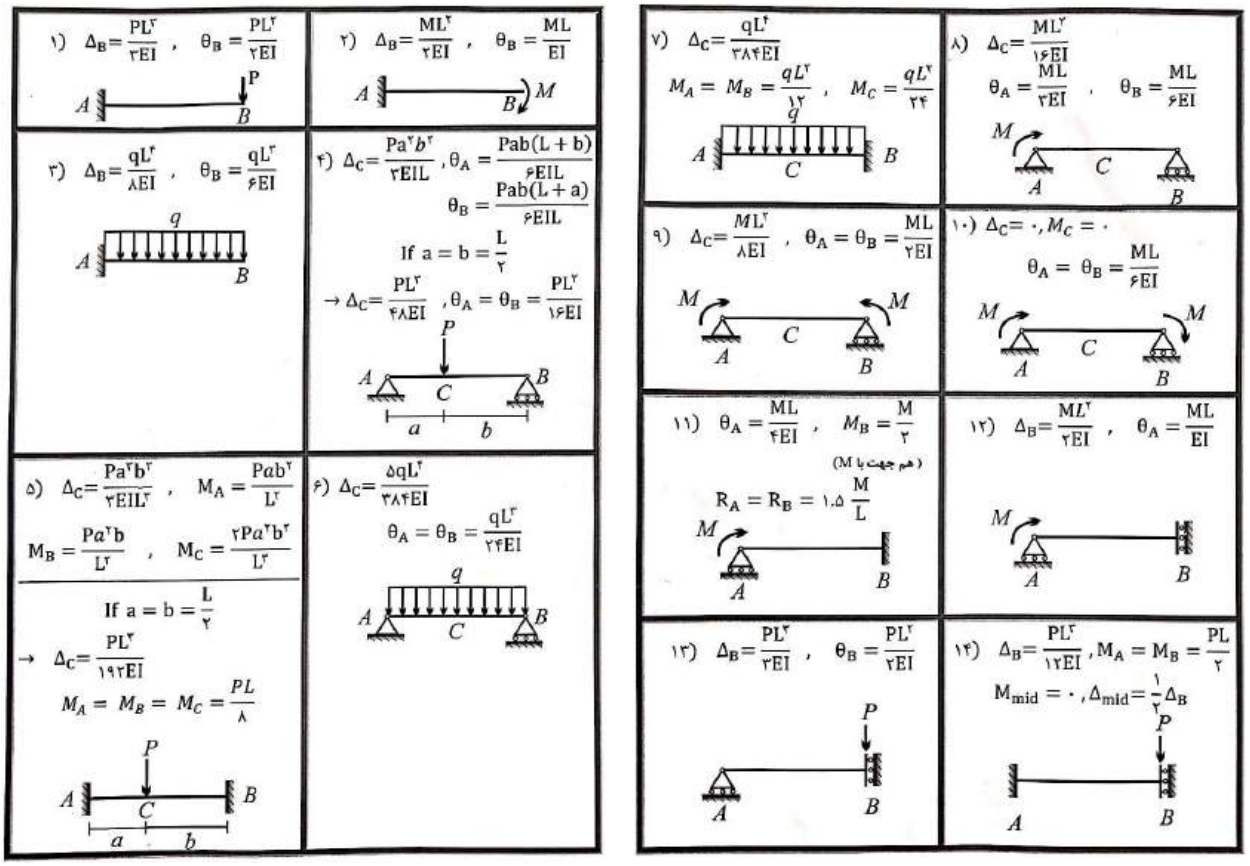
مثال ۱-۴ ابتدا معادلات نیروهای داخلی سازه (لنگرخمشی، نیروی برشی و نیروی محوری) را تعیین کنید. سپس نمودار هر کدام را رسم نمایید. با فرض اینکه بارهای وارده، بار نهایی باشند نیروهای طراحی هر قطعه را تعیین کنید.



$$P_o = 20\sqrt{3}\,kN\,, M_o = 62\,kN.m$$

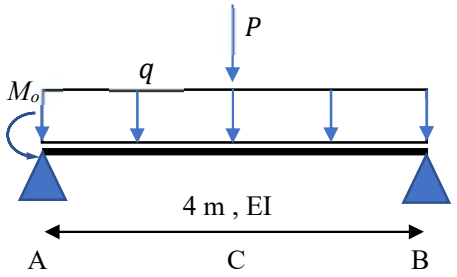
$$q = 12\frac{kN}{m}, p(x) = 9 - 3x\,\frac{kN}{m}, \alpha = 60°$$

۱-۹ روابط مهم در تیرها (برگرفته از جزوه تحلیل سازه دکتر فنائی)



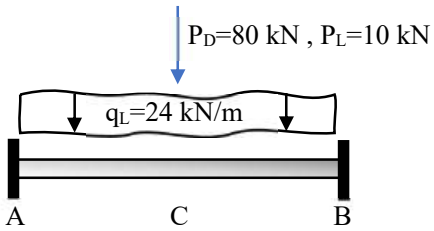
مثال ۱-۵ مقطع تیر فولادی AB مربعی به ضلع a است. ابتدا a را (مضربی از ۵ میلیمتر) طوری تعیین کنید تا تغییرمکان بیشینه تیر به ۲۰ میلیمتر محدود شود. سپس دوران تکیه‌گاه تیر را بیابید.

$$P = 21\,kN\,, M_o = 60\,kN.m\,, q = 12\frac{kN}{m}$$

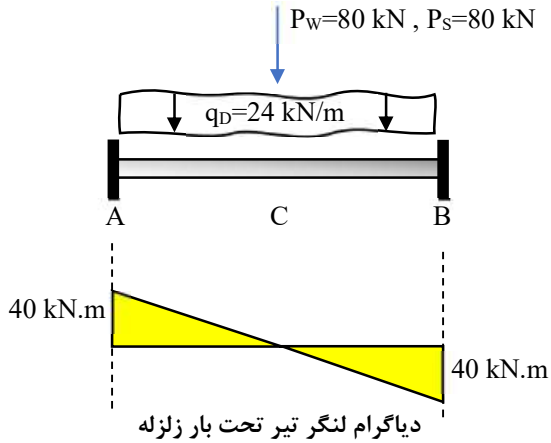


تمرین‌های فصل اول

۱-۱ لنگر طراحی هر یک از تیرهای داده شده را در وسط تیر و تکیه‌گاه‌ها تعیین کنید. طول تیر 6m است.



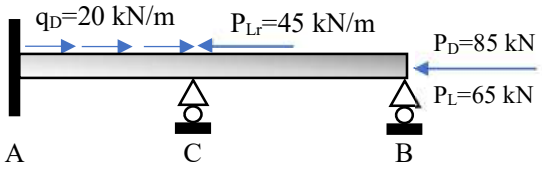
(۲-۱-۱)



دیاگرام لنگر تیر تحت بار زلزله

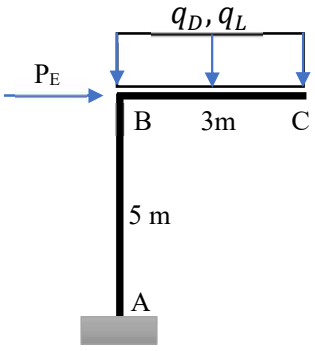
(۱-۱-۱)

۲-۱ حداکثر نیروی محوری فشاری و کششی ستون را به‌دست آورید (AC=3m , CB=4m).



۳-۱ حداکثر نیروی محوری فشاری و لنگر ستون را به‌دست آورید.

$$q_D = 85\ \frac{kN}{m}, q_L = 135\ \frac{kN}{m}, P_E = 100\ kN$$



۴-۱ با مراجعه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به پرسش‌های زیر پاسخ دهید :

الف) زلزله سطح طراحی و زلزله سطح بهره‌برداری چیست؟ تفاوت‌های کاربرد آن‌ها را بیان کنید.

ب) رابطه تعیین نیروی معادل زلزله وارد بر ساختمان به روش استاتیکی را بررسی نمایید و پارامترهای آن را کاملاً توضیح دهید.

پ) انواع سیستم‌های ساختمانی مورد استفاده در سازه‌های فولادی را نام ببرید و بررسی کنید سختی کدامیک بیشتر است؟ روابط مربوط به محاسبه سختی هر یک را در قالب یک مثال عددی ارایه کنید.

ت) کاربرد قاعده ۳۰-۱۰۰ در طراحی ستون‌ها را با ذکر یک مثال بررسی کنید.

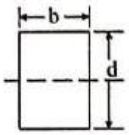
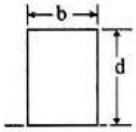
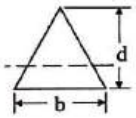
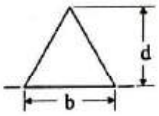
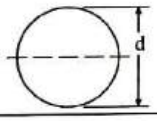
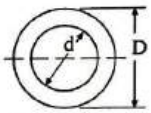
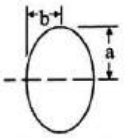
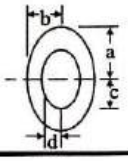
ث) زلزله تشدید یافته در چه مواردی کاربرد دارد؟ فلسفه کاربرد آن در طراحی را بیان کنید.

۲-۱ مشخصات هندسی مقاطع

روابط محاسباتی که در طراحی اعضای سازه به کار می‌روند شامل ضرایبی هستند که خواص مصالح و مشخصات هندسی مقطع را در بر می‌گیرند. مشخصات هندسی مقاطع، نشان‌دهنده میزان کارایی و بهره‌وری مصالح می‌باشند. مشخصات هندسی که معمولاً در سازه نیاز به محاسبه داریم به ترتیب اهمیت عبارتند از : ۱- سطح مقطع (A)، ۲- ممان اینرسی (I)، ۳- اساس مقطع (S) و اساس مقطع خمیری (Z)، ۴- شعاع ژیراسیون (r)، ۵- ثابت پیپشی (J) و ثابت تابیدگی (C_w)، ۶- مرکز برش.

مشخصات مقاطع ساده در جدول (۲-۱) آمده است.

جدول ۲-۱ مشخصات مقاطع ساده

*ممان اینرسی I	*اساس مقطع S	*شعاع ژیراسیون r
 $\frac{bd^3}{12}$	$\frac{bd^2}{6}$	$\frac{d}{\sqrt{12}}$
 $\frac{bd^3}{3}$	$\frac{bd^2}{3}$	$\frac{d}{\sqrt{3}}$
 $\frac{bd^3}{36}$	$\frac{bd^2}{24}$	$\frac{d}{\sqrt{18}}$
 $\frac{bd^3}{12}$	$\frac{bd^2}{12}$	$\frac{d}{\sqrt{6}}$
 $\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi d^3}{32}$	$\frac{d}{4}$
 $\frac{\pi}{64}(D^4-d^4)$	$\frac{\pi}{32}\frac{(D^4-d^4)}{D}$	$\frac{\sqrt{D^2+d^2}}{4}$
 $\frac{\pi a^3 b}{4}$	$\frac{\pi a^2 b}{4}$	$\frac{a}{2}$
 $\frac{\pi}{4}(a^3b-c^3d)$	$\frac{\pi(a^3b-c^3d)}{4a}$	$\frac{1}{a}\sqrt{\frac{a^3b-c^3d}{ab-cd}}$

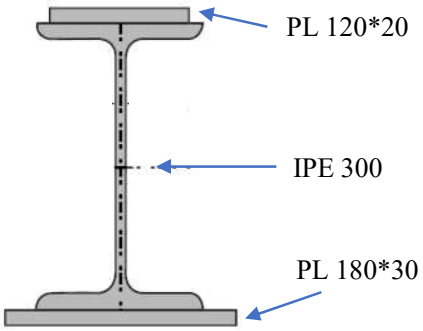
در ادامه با حل چند مثال، به تشریح روش محاسبه موارد مهم می‌پردازیم.

مثال ۲-۱ مقطع یک تیر به شکل زیر است. مطلوبست محاسبه :

الف) مرکز سطح

ب) اساس مقطع الاستیک

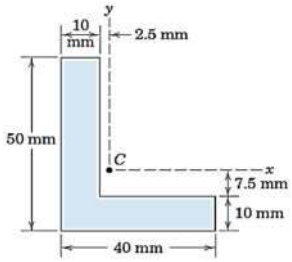
ج) شعاع ژیراسیون حداقل مقطع

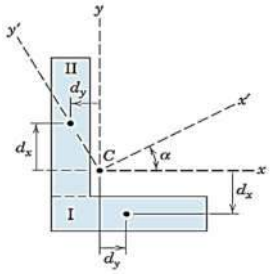


مثال ۲-۲ برای شکل زیر مطلوبست محاسبه :

الف) مقدار ممان اینرسی حداقل و حداکثر

ب) تعیین زاویه محور ممان حداکثر با محور افق

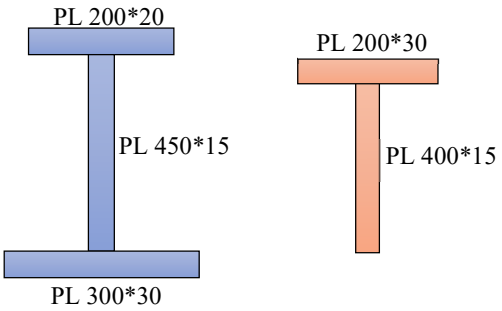




مثال ۲-۳ برای مقاطع شکل زیر مطلوبست محاسبه :

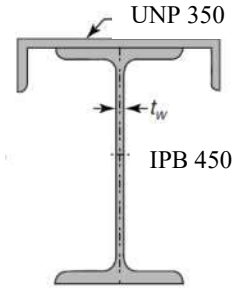
الف) اساس الاستیک مقطع (S)

ب) اساس پلاستیک مقطع (Z)



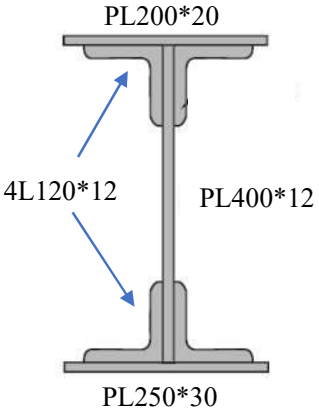
(ب) (الف)

مثال ۲-۴ برای مقطع شکل زیر مطلوبست محاسبه ممان اینرسی حول محورهای مختصات گذرنده از مرکز سطح.

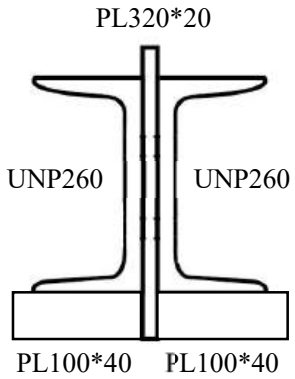


تمرین های فصل دوم

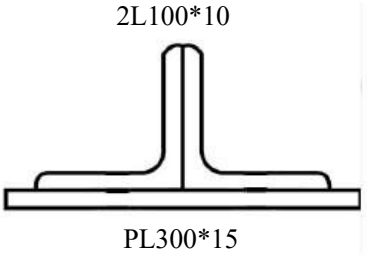
مشخصات هندسی مقاطع زیر شامل مساحت، محل تار خنثی، ممان اینرسی و شعاع ژیراسیون حول محورهای افقی و عمودی، اساس الاستیک و پلاستیک را بیابید.



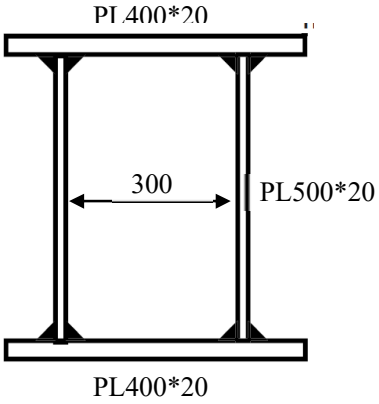
(۱-۱)



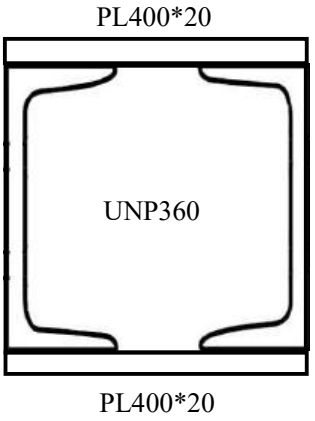
(۲-۱)



(۳-۱)



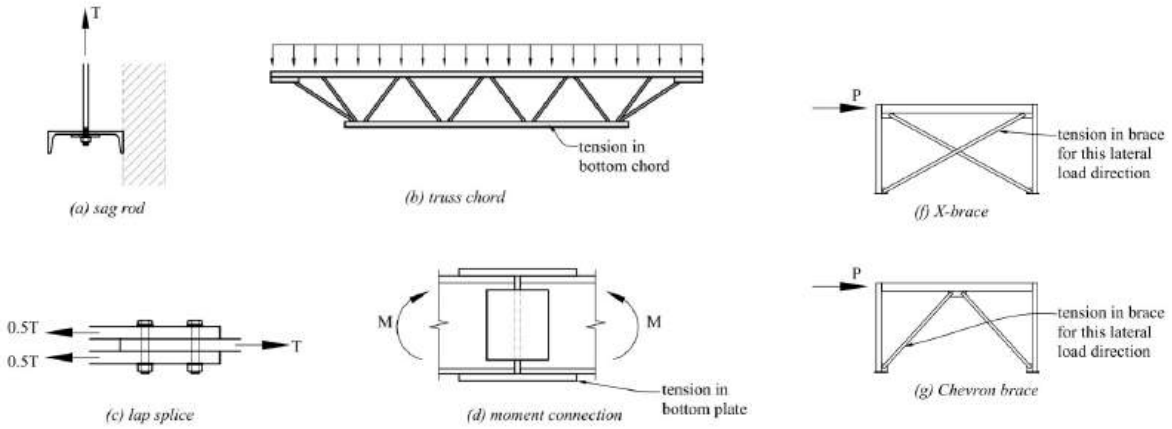
(۴-۱)



(۵-۱)

۳-۱ مقدمه

اعضای کششی عضوهایی از سازه هستند که تنها تحت اثر نیروی کششی خالص قرار دارند. نمونه‌ای از این اعضا، عضوهای کششی خرپا، بادبندها در قاب‌های ساده ساختمانی و کابل‌ها هستند (شکل ۳-۱).



شکل ۳-۱ کاربرد اعضای کششی در سازه‌ها

۳-۲ معیار مقاومت در طراحی اعضای کششی

مقاومت طراحی اعضای کششی بایستی بر اساس حداقل به‌دست آمده از حالت حدی تسلیم روی سطح مقطع کل و حالت حدی گسیختگی روی مقطع خالص منظور شود.

الف) تسلیم کششی روی سطح مقطع کل

$$P_n = F_y . A_g \quad , \quad \varphi_t = 0.9 \qquad (۳-۱)$$

ب) گسیختگی کششی روی سطح مقطع خالص

$$P_n = F_u . A_e \quad , \quad \varphi_t = 0.75 \qquad (۳-۲)$$

که در آن :

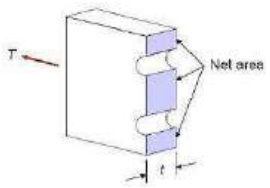
A_e : سطح مقطع موثر خالص بر حسب mm^2

A_g : سطح مقطع کل بر حسب mm^2

F_y : تنش تسلیم فولاد بر حسب MPa

F_u : تنش نهایی فولاد بر حسب MPa

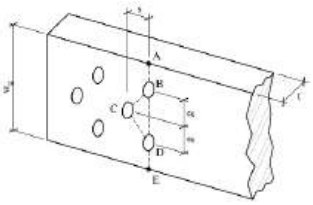
۳-۳ سطح مقطع خالص



اگر در اتصال یک عضو از پیچ یا پرچ استفاده شود، به علت ایجاد سوراخ از سطح مقطع آن کاسته می‌شود. به سطح مقطع کل پس از کسر سطح سوراخ‌ها، سطح مقطع خالص گفته می‌شود. اگر قطر اسمی پیچ را با d_b، قطر اسمی سوراخ را با d_h و قطر محاسباتی سوراخ را با d_n نشان دهیم آنگاه برای محاسبه قطر محاسباتی سوراخ داریم :

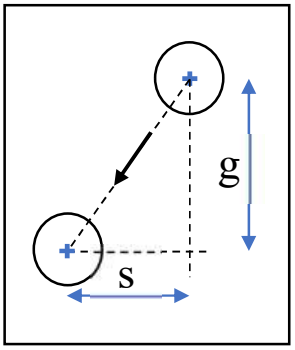
$$d_n = d_h + 2 \text{ mm} \qquad (۳-۳)$$

قطر اسمی سوراخ d_h با توجه به قطر اسمی پیچ از جدول ۳-۱ (جدول ۱۰-۲-۹-۶ مبحث دهم) قابل تعیین است. در این جدول d_n نیز اضافه شده است.



جدول ۳-۱ ابعاد اسمی سوراخ بر حسب قطر پیچ مورد استفاده

قطر پیچ d_b (mm)	قطر سوراخ استاندارد (mm) d_h	قطر محاسباتی سوراخ (mm) d_n
M 16	18	20
M 20	22	24
M 22	24	26
M 24	27	29
M 27	30	32
M 30	33	35
M 36 to Up	$d_b + 3$	$d_b + 5$



۱۰-۲-۲-۵ تعیین سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص در اعضای سازه

الف) سطح مقطع کلی عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل‌ضرب پهنای کلی در ضخامت آن می‌باشد. برای نیمرخ نبشی پهنای کلی عبارت است از مجموع پهناهای دو بال منهای ضخامت بال.

ب) سطح خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل‌ضرب‌های پهنای خالص اعضاء در ضخامت مربوطه می‌باشد. پهنای خالص عبارت است از پهنای کلی منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود.

۱- عرض سوراخ پیچ باید به مقدار دو میلی‌متر بزرگتر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۱۰-۲-۱۰ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ‌های متعدد به شکل زنجیره (بصورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کلی مورد بررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن:

s = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد طولی (راستای نیرو) زنجیره مورد نظر

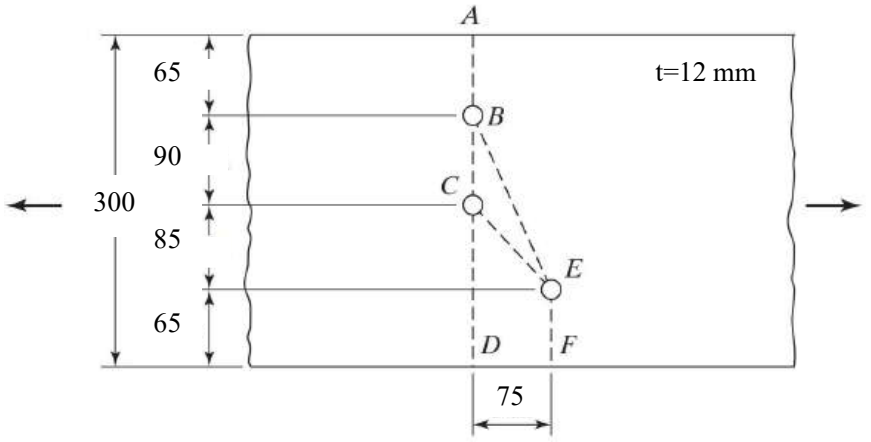
g = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد عرضی (راستای عمود بر امتداد نیرو) در زنجیره مورد نظر

جمع فواصل سوراخ‌ها تا پشت نبشی منهای ضخامت آن.

تبصره ۱: مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که سوراخ‌های مسیر زنجیره مربوط به آن، کمترین مقاومت کششی اسمی را به دست می‌دهد.

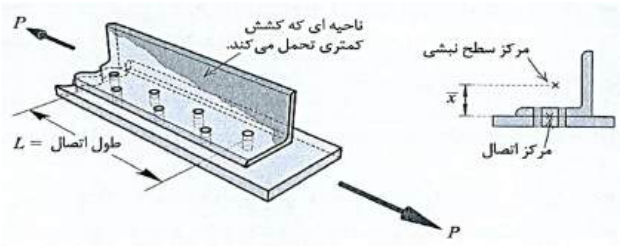
تبصره ۲: در مواردی‌که در اتصال انتهایی از نوع جوشی، سوراخ یا سوراخ‌هایی تعبیه شده باشد (نظیر تعبیهٔ سوراخ جهت استفاده از جوش انگشتانه یا کام)، سطح مقطع خالص عضو باید از مقطعی که از محل سوراخ یا سوراخ‌ها می‌گذرد، مورد محاسبه قرار گیرد. به عبارت دیگر، در مقطعی که یک جوش انگشتانه یا کام قطع شود، فلز جوش نباید در محاسبهٔ سطح مقطع خالص عضو منظور شود.

مثال ۳-۱ سطح مقطع خالص بحرانی را در ورق زیر تعیین نمایید. سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای پیچ M27 پیش‌بینی شده است.



۳-۴ ضریب تاخیر برش و سطح مقطع خالص موثر

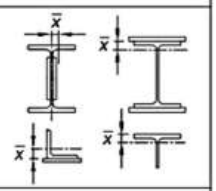
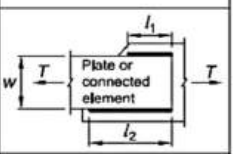
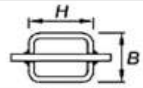
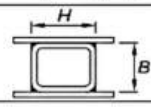
در مقاطعی که از کل سطح مقطع برای اتصال آن استفاده نمی شود، توزیع تنش کششی یکنواخت نخواهد بود و محل اعمال نیروی کششی (معمولاً مرکز عضو) با محل انتقال نیروی کششی (معمولاً مرکز وسایل اتصال) دارای خروج از مرکزیت بوده و ایجاد لنگرهای اضافی در محل اتصال عضو می‌کند. برای مثال در شکل (۳-۲) یک نبشی و ورق اتصال آن نشان داده شده است. مرکز سطح نبشی و مرکز سطح وسایل اتصال (پیچ‌ها) دارای خروج از مرکزیت $\bar{x}$ بوده و به همین دلیل، توزیع تنش‌های کششی در عضو به‌گونه‌ای خواهد بود که نواحی هاشور خورده تنش کمتری را تحمل می‌کنند و تنش حداکثر در سطح مقطع خالص بیشتر از مقدار متوسط محاسبه شده روی آن است. بر این اساس هرچه خروج از مرکزیت $\bar{x}$ بیشتر باشد، پدیده تاخیر برشی باعث افزایش بیشتر تنش حداکثر روی سطح مقطع خالص می‌شود. از سوی دیگر چنانچه طول اتصال افزایش یابد، استحکام اتصال بیشتر شده و لنگرهای اضافی ایجاد شده در اتصال تاثیر کمتری در عضو خواهند داشت. از این‌رو مطابق آیین‌نامه AISC از حالات جدول (۳-۱) ویا جدول (۳-۲-۱۰) مبحث دهم که معادل آن است، برای محاسبه ضریب تاخیر برش (U) استفاده می‌کنیم.



شکل ۳-۲ پدیده تاخیر برشی در مقطع نبشی

جدول ۳-۱ ضریب تاخیر برشی (U) برای اتصالات اعضای کششی

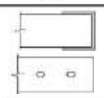
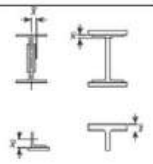
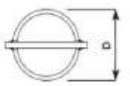
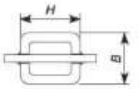
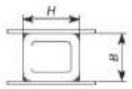
TABLE D3.1
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members

Case	Description of Element		Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).		$U = 1.0$	–
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and A_n = area of the directly connected elements	–
4[a]	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of $\bar{x}$.		$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2}\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.		$l \geq 1.3D$, $U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Rectangular HSS.	with a single concentric gusset plate	$l \geq H$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W-, M-, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq \frac{2}{3}d$, $U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d$, $U = 0.85$	–
		with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	–
8	Single and double angles. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$	–
		with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2)	$U = 0.60$	–

B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); $\bar{x}$ = eccentricity of connection, in. (mm).

[a] $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

جدول۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیهٔ اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت‌های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U = ۱$	
۲	کلیهٔ 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.	$U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$	
۳	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = ۱$ A_n= سطح مقطع قسمت (یا قسمتهای) اتصال یافته	
۴	تسمه‌های کششی که با جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) متصل‌اند. در این حالت طول جوش‌ها نباید از فاصلهٔ عمودی بین آن‌ها (پهنای تسمه) کمتر باشد.	$w \le l < ۱/۵w \ldots U = ۰/۷۵$ $۱/۵w \le l < ۲w \ldots U = ۰/۸۷$ $l \ge ۲w \ldots U = ۱/۰$	
۵	در مقاطع لوله‌ای با یک ورق اتصال هم‌محور، که در آن طول جوش‌ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$D \le l < ۱/۳D \ldots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $l \ge ۱/۳D \ldots U = ۱/۰$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
۶	در مقاطع قوطی شکل — چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$l \ge H \ldots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^۲ + ۲BH}{۴(B+H)}$	
	چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$l \ge H \ldots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^۲}{۴(B+H)}$	
۷	در نیمرخ‌های I نورد شده و سپری T بریده شده از آن‌ها و همچنین نیمرخ‌های دیگری تقلیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۳ جدول مجاز می‌باشد. — در اتصالات جوشی و پیچی در صورتی که اتصال از طریق بال‌ها برقرارشده و حداقل سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$b_f \ge \frac{۲}{۳}d \Rightarrow U = ۰/۹$ $b_f < \frac{۲}{۳}d \Rightarrow U = ۰/۸۵$	
	در اتصالات جوشی و پیچی در صورتی که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۷$	
۸	در نیمرخ‌های تک‌نبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد. — چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۸$	
	چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = ۰/۶$	

در این جدول:
l= طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی
w= پهنای ورق
$\bar{x}$= خروج از مرکزیت اتصال
B= پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحهٔ اتصال)
H= ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحهٔ اتصال)

تذکر : در ردیف ۸ که نیمرخ‌های تک نبشی توسط یک بال متصل شده‌اند، دو حالت زیر ممکن است رخ بدهد :

الف- چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تاثیر نیرو موجود باشد :

$$U = \max\{1 - \frac{\bar{x}}{L}, \frac{A_1}{A_g}, 0.8\}$$

ب- چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تاثیر نیرو موجود باشد :

$$U = \max\{1 - \frac{\bar{x}}{L}, \frac{A_1}{A_g}, 0.6\}$$

در این روابط، A_1 مساحت بال متصل است و A_g سطح مقطع کل نبشی می‌باشد.

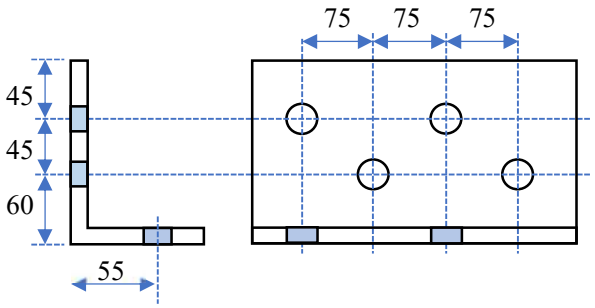
۳-۵ کنترل لاغری در اعضای کششی

برای جلوگیری از انعطاف پذیری زیاد عضو کششی در هنگام نصب و بهره برداری در سازه، کنترل لاغری عضو ضروری است. از سوی دیگر اعضای کششی که بیش از حد مشخصی لاغر هستند ممکن است تحت اثر وزن خود دچار خیز اولیه شده و نیروی کششی وارده را تحمل نکنند و یا در اثر بارهای جانبی دچار ارتعاش شوند. از این رو آیین نامه حد لاغری اعضای کششی را محدود می نماید :

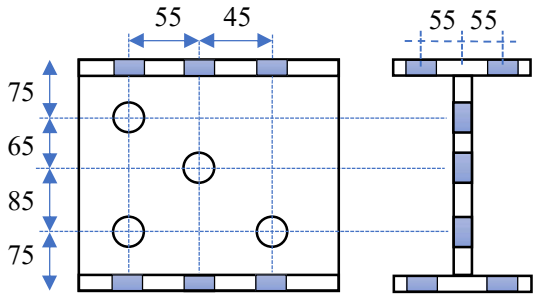
$$\frac{L}{r_{min}} \le 300 \qquad (۴-۳)$$

در این رابطه، L برابر طول عضو و r_{min} برابر شعاع ژیراسیون حداقل کل مقطع عضو کششی است.

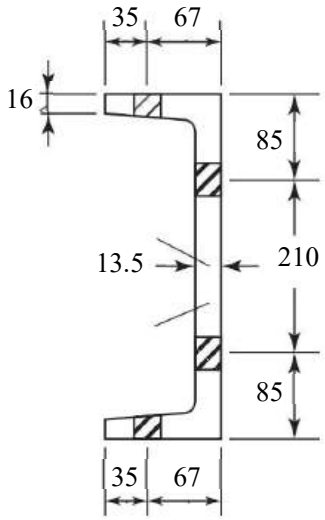
مثال ۳-۲ برای عضو کششی سوراخ‌دار با مقطع نبشی دو ساق نامساوی L150x100x12 نشان داده شده در شکل، سطح مقطع خالص نبشی و حداکثر طول مجاز عضو را تعیین نمایید. سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای پیچ M24 پیش‌بینی شده‌اند.



مثال ۳-۳ برای نیمرخ کششی سوراخ‌دار با مقطع IPE300 نشان داده شده در شکل زیر، سطح مقطع خالص موثر را تعیین کنید. سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای پیچ M20 در جان و M16 در بال پیش‌بینی شده‌اند.

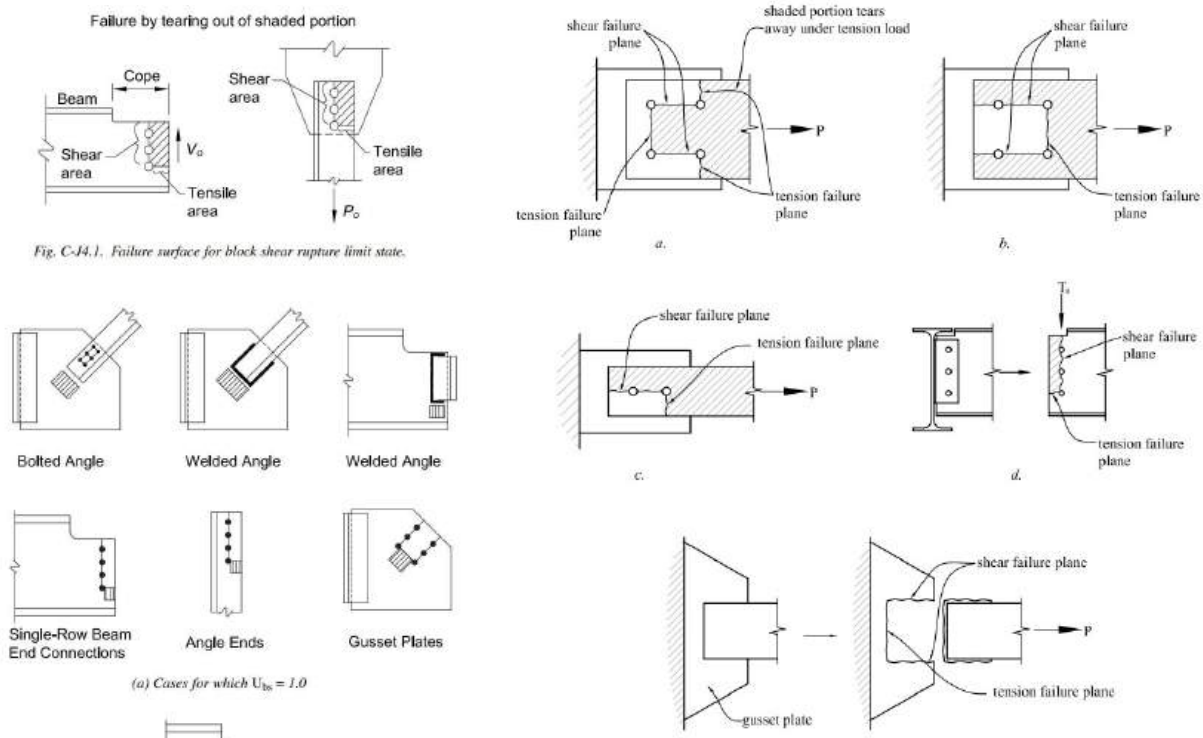


مثال ۳-۴ برای نیمرخ تحت کشش سوراخ‌دار با مقطع UNP380 نشان داده شده در شکل زیر، سطح مقطع خالص موثر را تعیین کنید. سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای پیچ M20 پیش‌بینی شده‌اند.



۳-۶ کنترل برش قالبی

گاهی اوقات در ناحیه اتصال اعضای کششی ممکن است به علت برش در مقطع مار بر وسایل اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن، بخشی از عضو کششی به صورت قالبی کنده شود و در نتیجه در عضو کششی خرابی رخ دهد که به این پدیده گسیختگی قالبی گفته می‌شود. در شکل ۳-۳ چند نمونه برش قالبی نشان داده شده است.



شکل ۳-۳ پدیده برش قالبی مقطع

شکل ۳-۴ تعریف ضریب U_{bs}

برای کنترل برش قالبی، آیین نامه روابط زیر را ارایه نموده است :

$$P_n = \min\left(0.6F_yA_{gv}\,,0.6F_uA_{nv}\right) + U_{bs}F_uA_{nt} \quad , \quad \varphi_t = 0.75 \qquad (۳-۵)$$

که در آن :

A_{gv} : سطح مقطع کلی تحت اثر برش بر حسب mm^2

A_{nv} : سطح مقطع خالص تحت اثر برش پس از کسر مقطع سوراخ ها با قطر محاسباتی بر حسب mm^2

A_{nt} : سطح مقطع خالص تحت اثر کشش پس از کسر مقطع سوراخ ها با قطر محاسباتی بر حسب mm^2

F_y : تنش تسلیم فولاد بر حسب MPa

F_u : تنش نهایی فولاد بر حسب MPa

$U_{bs} = 1.0$: ضریب توزیع تنش کششی در ناحیه تحت اثر کشش برای توزیع یکنواخت (در اعضای کششی رخ می‌دهد)

$U_{bs} = 0.5$: ضریب توزیع تنش کششی در ناحیه تحت اثر کشش برای توزیع غیریکنواخت (در تیرهای زبانه شده رخ می‌دهد)

حالت های مهم تعیین U_{bs} در شکل ۳-۴ نمایش داده شده است.

برای فهم بهتر نحوه محاسبه مقادیر A_{gv} ، A_{nv} و A_{nt} به شکل ۳-۵ توجه کنید.

در این شکل دو سطح برشی مقاوم وجود دارد :

$$A_{gv} = 2(b + c)t_w$$

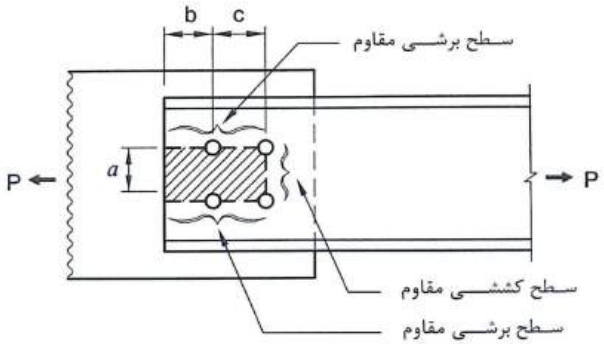
در طول هر یک از سطوح برشی مقاوم، یک و نیم عدد سوراخ وجود دارد بنابراین :

$$A_{nv} = 2(b + c)t_w - 1.5d_n t_w$$

از طرفی در طول سطح کشش مقاوم، دو عدد نصف سوراخ وجودارد در نتیجه :

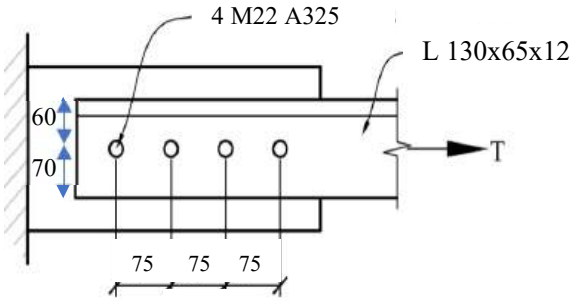
$$A_{nt} = \left(a - 2 \times \frac{d_n}{2}\right) t_w$$

در این روابط d_n قطر محاسباتی سوراخ‌ها و t_w ضخامت جان ناودانی است.

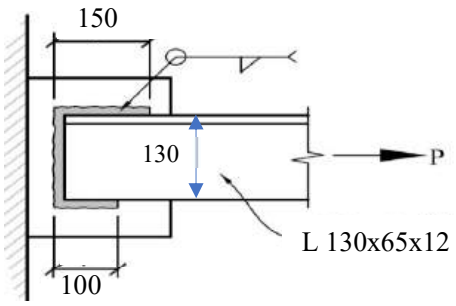


شکل ۳-۵ سطوح گسیختگی قالبی در اتصال ناودانی

مثال ۳-۵ اتصال کششی نبشی تک یکبار با پیچ و بار دیگر با جوش انجام شده است. ظرفیت کششی را هر یک را تعیین کنید.

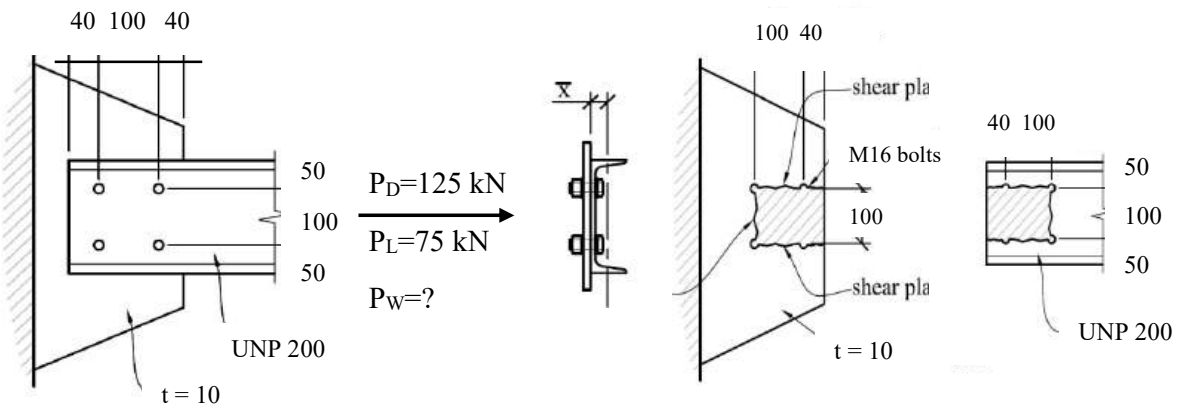


(ب)



(الف)

مثال ۳-۶ اتصال زیر از طریق جان مقطع ناودانی به ورق اجرا شده است. بار باد قابل تحمل را محاسبه نمایید.

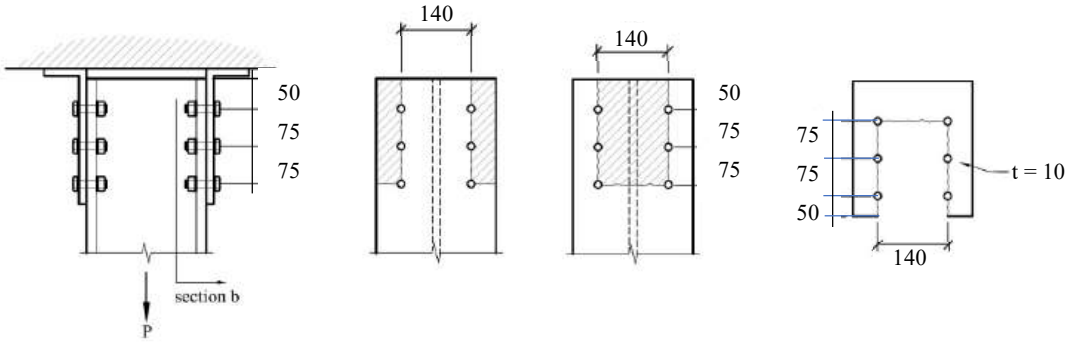


مثال ۳-۷ اتصال کششی مقطع IPB200 به سقف مطابق شکل زیر و از طریق دو ردیف پیچ سه تایی بر روی هر بال است. با فرض کفایت ورق اتصال :

الف) ظرفیت کششی مقطع IPB200 را تعیین نمایید.

ب) اگر اتصال تنها تحت اثر بار مرده باشد، حداکثر مجاز بار مرده در حال بهره‌برداری چقدر است؟

ج) اگر بار مرده در حالت بهره‌برداری 40 kN باشد، حداکثر بار زنده در حالت بهره‌برداری را به‌دست آورید.

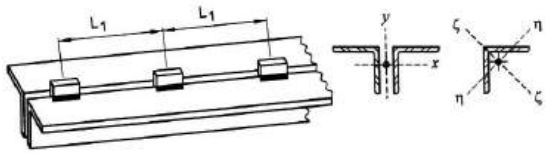


۳-۷ الزامات اعضای کششی با مقطع مرکب

الف) اعضای کششی با مقطع مرکب از دو نیمرخ و لقمه بین آن‌ها (شکل ۳-۶) : در این حالت بایستی فاصله لقمه‌ها طوری انتخاب شود که نسبت لاغری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

$$\max\left(\frac{L_1}{r_\zeta},\frac{L_1}{r_\eta}\right) \le 300 \qquad \text{(الف)}$$

$$\max\left(\frac{L_1}{r_x},\frac{L_1}{r_y}\right) \le 300 \qquad \text{(ب)}$$



شکل ۳-۶ مقطع مرکب نیمرخ دوبل با لقمه

در روابط فوق شعاع ژیراسیون مقطع دوبل نسبت به محور x و y به ترتیب با r_x و r_y، شعاع زیراسیون مقطع تک حول محورهای ζ و η به ترتیب با r_ζ و r_η و فاصله مرکز به مرکز لقمه‌ها با L_1 نشان داده شده است. از طرفی اگر طول عضو L باشد بایستی لاغری کل مقطع دوبل نیز کمتر از ۳۰۰ باشد. پس به طور خلاصه از رابطه (۶-۳-الف) حداکثر فاصله لقمه‌ها به‌دست می‌آید :

$$\frac{L_1}{r_{min}} \le 300 \rightarrow L_1 \le 300 \min\left(r_x, r_y, r_\zeta, r_\eta\right) \qquad \text{(۶-۳-الف)}$$

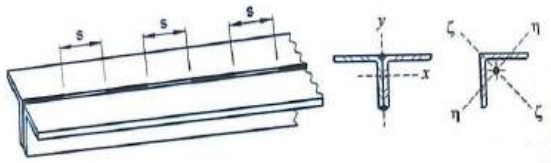
همچنین حداکثر طول مجاز عضو L برابر است با :

$$\frac{L}{r_{min}} \le 300 \rightarrow L \le 300 \min\left(r_x, r_y\right) \qquad \text{(۶-۳-ب)}$$

ب) اعضای کششی با مقطع مرکب از دو نیمرخ به هم چسبیده (شکل ۳-۷) : در این حالت بایستی فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع طوری انتخاب شود که نسبت لاغری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند. همچنین فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از 600 mm بیشتر شود.

$$\max\left(\frac{S}{r_\zeta},\frac{S}{r_\eta}\right) \le 300 \qquad \text{(الف)}$$

$$\max\left(\frac{L}{r_\zeta},\frac{L}{r_\eta}\right) \le 300 \qquad \text{(ب)}$$



شکل ۳-۷ مقطع مرکب نیمرخ دوبل با جوش

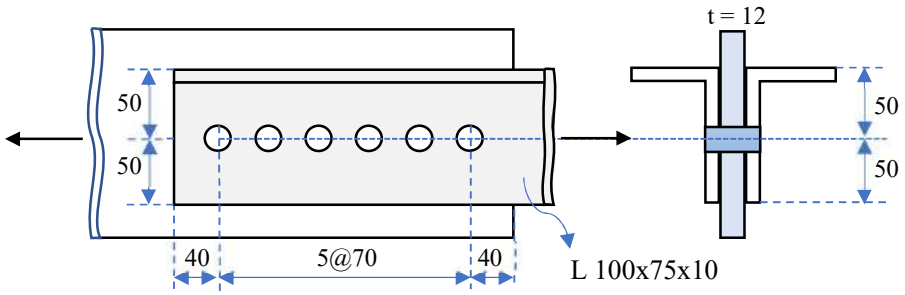
در روابط فوق شعاع ژیراسیون مقطع دوبل نسبت به محور x و y به ترتیب با r_x و r_y، شعاع زیراسیون مقطع تک حول محورهای ζ و η به ترتیب با r_ζ و r_η و فاصله آزاد جوش‌ها با S نشان داده شده است. از طرفی اگر طول عضو L باشد بایستی لاغری کل مقطع دوبل نیز کمتر از ۳۰۰ باشد. بنابراین به‌طور خلاصه از رابطه (۷-۳-الف) حداکثر فاصله آزاد جوش‌ها به‌دست می‌آید :

$$\frac{S}{r_{min}} \le 300 \rightarrow S \le 300 \min\left(r_\zeta, r_\eta\right) \ , S \le 600 \qquad \text{(۷-۳-الف)}$$

همچنین حداکثر طول مجاز عضو L برابر است با :

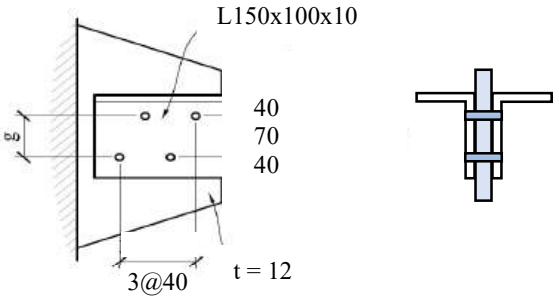
$$\frac{L}{r_{min}} \le 300 \rightarrow L \le 300 \min\left(r_x, r_y\right) \qquad \text{(۷-۳-ب)}$$

مثال ۳-۸ مطابق شکل زیر یک عضو کششی با اتصال پیچی در دو انتها و با مقطع دوبل نبشی L 100x75x10 با لقمه، تحت اثر نیروی کششی ناشی از بار مرده 150 kN، بار زنده بام 300 kN و بار باد 200 kN قرار گرفته است. اگر طول عضو 6.24 m و پیچ‌ها M16 باشند، کفایت مقطع را کنترل کنید. فاصله لقمه‌ها چقدر باید باشد؟ فولاد مصرفی S275 است.



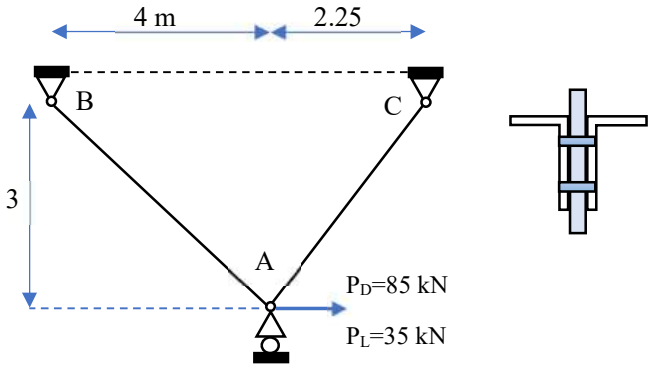
تمرین‌های فصل سوم

۳-۱ ظرفیت کششی مقطع دوبل نبشی اتصال زیر را تعیین کنید. پیچ‌ها M16 هستند.

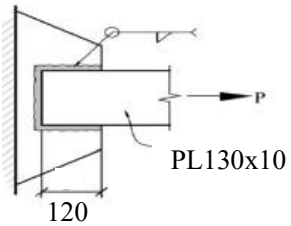


۳-۲ در خرپای زیر، عضو کششی را از مقطع دوبل نبشی با بال نامساوی دارای لقمه و اتصال آن به تکیه‌گاه‌ها را با دو ردیف پیچ هم راستا در طول و عرض مقطع (هر ردیف ۳ پیچ M16 ، فاصله مرکز به مرکز 50 mm و فاصله مرکز پیچ از لبه خارجی بال نبشی 40 mm) در بال بزرگتر طراحی کنید. ضریب AE برای هر دو عضو یکسان است.

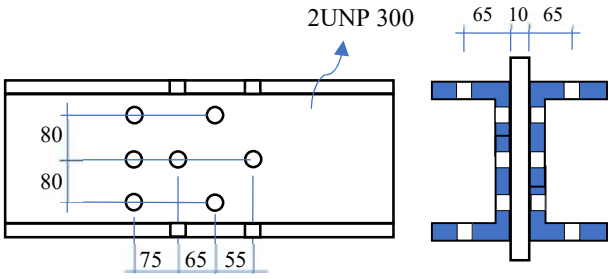
(راهنمایی : سختی عضو خرپایی با سطح مقطع A، ضریب ارتجاعی E و طول L برای تغییرمکان در راستایی که نسبت به محور عضو زاویه θ دارد برابر با $k = \frac{AE}{L}\cos^2\theta$ می‌باشد).



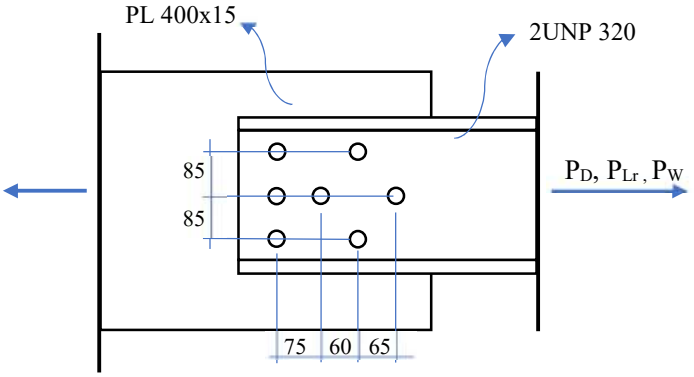
۳-۳ ظرفیت کششی ورق زیر را تعیین کنید. اگر بار مرده سه برابر بار زنده باشد، بیشترین بار مرده‌ای که ورق تحمل می‌کند، چقدر است؟ (فولاد مصرفی S275).



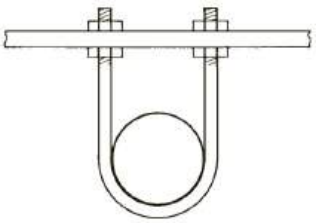
۳-۴ در عضو کششی زیر مقطع موثر را تعیین نمایید. پیچ‌های جان M20 و پیچ‌های بال M24 هستند.



۳-۵ مطابق شکل زیر، اتصالی برای انتقال بارهای داده شده از طریق جان مقطع دوبل ناودانی UNP 300 به ورق طراحی شده است. ظرفیت بار باد وارد بر اتصال را تعیین نمایید ($P_D = 2P_{Lr} = P_w$). پیچ‌ها M24 و فولاد مصرفی S275 است.

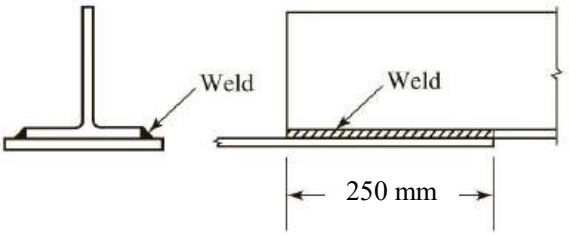


۳-۶ مطابق شکل، برای نگهداری لوله آب D 273x10 (قطر خارجی 273 mm و ضخامت 10 mm) متصل به سقف، از یک میله U شکل با مقطع دایره به فواصل استفاده شده است. قطر میله را برای تحمل وزن لوله هنگامیکه آب از آن عبور می‌کند، تعیین نمایید. جنس لوله و میله از فولاد S235 است.



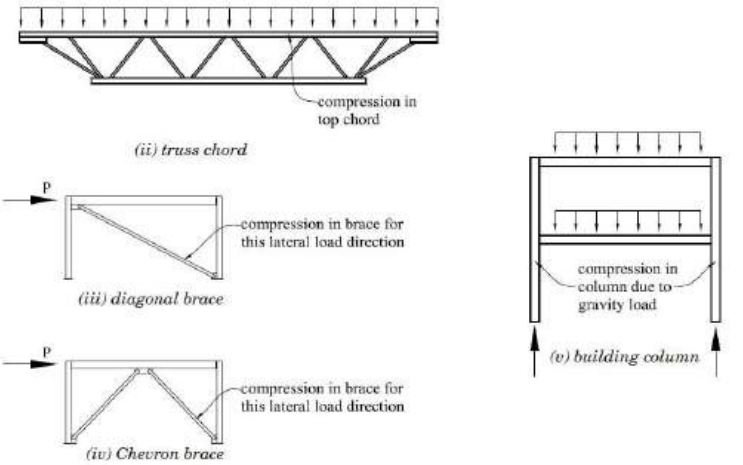
۳-۷ یک مقطع سپری T 120 از طریق جوش طولی در دو انتها (بدون استفاده از جوش برگشت در انتها) به ورقی متصل شده است. بررسی کنید که آیا اتصال فوق بارهای زیر را تحمل می کند؟ جنس فولاد S235 است.

D=300 kN, L_r=150 kN, S=200 kN, W=250 kN

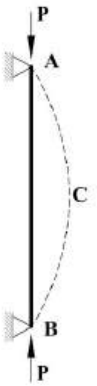


۴-۱ مقدمه

اعضای فشاری عضوهایی از سازه هستند که تنها تحت اثر نیروی محوری فشاری در امتداد محور عضو قرار دارند. نمونه‌ای از این اعضا، عضوهای فشاری خرپا و نیز ستون‌ها در قاب‌های ساده ساختمانی هستند (شکل ۴-۱).



شکل ۴-۱ اعضای فشاری در سازه‌ها



شکل ۴-۲ ستون دو سر مفصل تحت بار فشاری

به دلیل لاغری و ظریف بودن مقاطع فولادی، یک عضو فشاری ممکن است قبل از اینکه تنش‌ها در مقطع به حد تسلیم F_y برسد، دچار تغییر شکل جانبی زیادی گردد که به آن کمانش یا ناپایداری گویند.

مقدار بار محوری که به ازای اندکی افزایش در آن، یک ستون دو سر مفصل (شکل ۴-۲) قبل از جاری شدن دچار ناپایداری می‌شود و کمانش می‌کند بار کمانشی یا بار بحرانی ستون نامیده می‌شود و رابطه آن توسط اویلر ارایه شده است :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad (۱-۴)$$

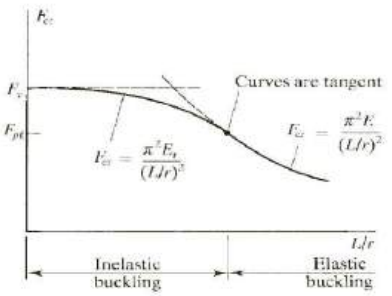
در این رابطه L طول عضو، E ضریب ارتجاعی و $I = Ar^2$ ممان اینرسی عضو است. اگر بار بحرانی را بر سطح مقطع عضو A تقسیم کنیم، تنش بحرانی اویلر به دست می‌آید :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{L}{r})^2} \qquad (۲-۴)$$

در ستون‌هایی که دارای شرایط تکیه‌گاهی متفاوتی نسبت به ستون دو سر مفصل هستند، به جای طول عضو L از طول موثر عضو KL استفاده می‌کنیم. در اینصورت ضریب لاغری عضو به فرم $\lambda = \frac{KL}{r}$ تعریف می‌شود و داریم :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \qquad (۳-۴)$$

هرچند معادله اویلر گام بلندی در بررسی رفتار اعضای فشاری بود، اما آزمایش‌های بعدی نشان داد باربری نهایی ستون‌ها با طول معمول بسیار کمتر از روابط اخیر است. بررسی‌های انگسر نشان داد در ستون‌های با طول متعارف قبل از وقوع کمانش، تارهایی از مقطع از حالت ارتجاعی خارج می‌شود و در نتیجه ضریب ارتجاعی مقطع (شیب نمودار تنش – کرنش) برابر E_t است که به مراتب کمتر از E می‌باشد. این رفتار کمانش غیر ارتجاعی نامیده می‌شود و پیرو آن، نمودار اویلر به صورت شکل ۴-۳ اصلاح می‌شود.



شکل ۴-۳ منحنی بار بحرانی اصلاح شده توسط انگسر

پرسش ۴-۱ نحوه محاسبه E_t در یک مقطع را با یک مثال توضیح دهید.

تذکر : در مقاطعی که ممان اینرسی حول محورها متفاوت است، کمانش حول محور ضعیف اتفاق می‌افتد. محور ضعیف محوری است که ممان اینرسی کمتری دارد و عضو زودتر حول آن کمانش می‌کند و در رابطه (۴-۳) از ممان اینرسی حداقل برای تعیین بار کمانش استفاده می‌کنیم.

۴-۲ مقاومت فشاری عضو طبق آیین‌نامه

مقاومت طرح اعضای فشاری برابر $\phi_c P_n$ می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت $\phi_c = 0.9$ است.

یک عضو تحت فشار می‌تواند در یکی از حالت‌های زیر کمانش کند :

۱- کمانش خمشی (FB) ۲- کمانش پیچشی (TB) ۳- کمانش خمشی – پیچشی (LTB)

P_n مقاومت فشاری اسمی عضو است و برابر با کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی فوق است. آیین‌نامه مطابق جدول (۴-۱) حالت‌های حدی که بایستی برای هر مقطع در نظر بگیریم، مشخص نموده است.

جدول ۴-۱ حالات حدی حاکم بر هر مقطع

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

حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
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

TABLE USER NOTE E1.1
Selection Table for the Application of Chapter E Sections

Cross Section	Without Slender Elements: Sections in Chapter E	Without Slender Elements: Limit States	With Slender Elements: Sections in Chapter E	With Slender Elements: Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Unsymmetrical shapes other than single angles	E4	FTB	E7	LB FTB

FB = flexural buckling, TB = torsional buckling, FTB = flexural-torsional buckling, LB = local buckling, N/A = not applicable

در ادامه روابط محاسباتی آیین‌نامه برای هر یک از حالات حدی ارایه می‌شود.

۴-۲-۱ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی (حالت E3)

در این حالت براساس لاغری عضو، یکی از حالات زیر بر طرح حاکم است :

The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

where

A_g = gross cross-sectional area of member, in.^{2} (mm^2)

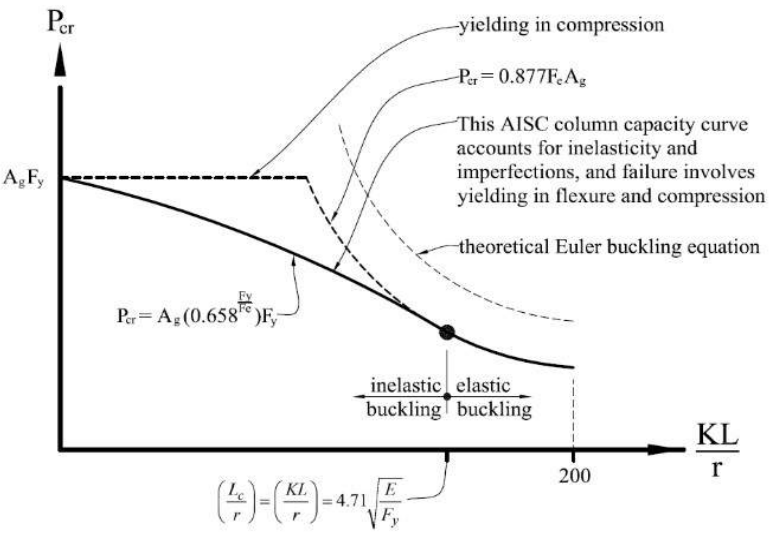
E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)

F_e = elastic buckling stress determined according to Equation E3-4, as specified in Appendix 7, Section 7.2.3(b), or through an elastic buckling analysis, as applicable, ksi (MPa)

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \qquad \text{(E3-4)}$$

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)

r = radius of gyration, in. (mm)



پرسش ۴-۲ در کدام محدوده، افزایش تنش تسلیم فولاد اثری در افزایش ظرفیت باربری ندارد؟

۴-۲-۲ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی – پیچشی (حالت E4)

This section applies to singly symmetric and unsymmetric members, certain doubly symmetric members, such as cruciform or built-up members, and doubly symmetric members when the torsional unbraced length exceeds the lateral unbraced length, all without slender elements. These provisions also apply to single angles with $b/t > 0.71\sqrt{E/F_y}$, where b is the width of the longest leg and t is the thickness.

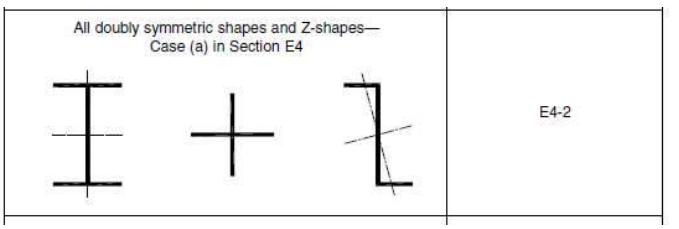
The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit states of torsional and flexural-torsional buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E4-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, shall be determined according to Equation E3-2 or E3-3, using the torsional or flexural-torsional elastic buckling stress, F_e, determined as follows:

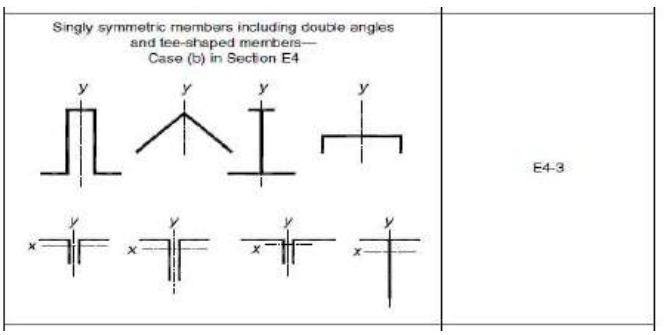
(a) For doubly symmetric members twisting about the shear center

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(E4-2)}$$



(b) For singly symmetric members twisting about the shear center where y is the axis of symmetry

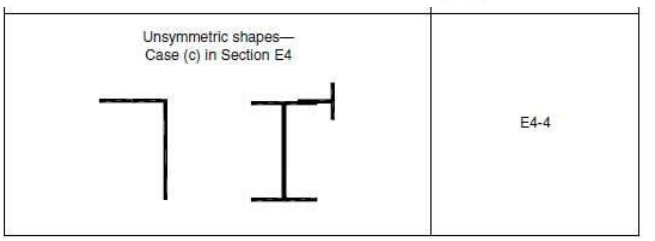
$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad \text{(E4-3)}$$



User Note: For singly symmetric members with the x-axis as the axis of symmetry, such as channels, Equation E4-3 is applicable with F_{ey} replaced by F_{ex}.

(c) For unsymmetric members twisting about the shear center, F_e is the lowest root of the cubic equation

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \qquad \text{(E4-4)}$$



where

C_w = warping constant, in.^{6} (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2} \quad \text{(E4-5)}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} \quad \text{(E4-6)}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ\right)\frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad \text{(E4-7)}$$

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi (77 200 MPa)

H = flexural constant

$$= 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad \text{(E4-8)}$$

I_x, I_y = moment of inertia about the principal axes, in.^{4} (mm^4)

J = torsional constant, in.^{4} (mm^4)

K_x = effective length factor for flexural buckling about x-axis

K_y = effective length factor for flexural buckling about y-axis

K_z = effective length factor for torsional buckling about the longitudinal axis

L_{cx} = $K_x L_x$ = effective length of member for buckling about x-axis, in. (mm)

L_{cy} = $K_y L_y$ = effective length of member for buckling about y-axis, in. (mm)

L_{cz} = $K_z L_z$ = effective length of member for buckling about longitudinal axis, in. (mm)

L_x, L_y, L_z = laterally unbraced length of the member for each axis, in. (mm)

$\bar{r}_o$ = polar radius of gyration about the shear center, in. (mm)

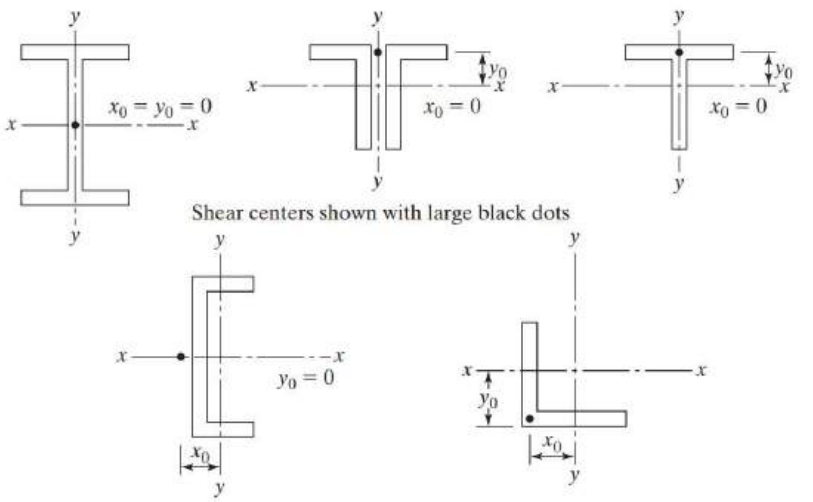
$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad \text{(E4-9)}$$

r_x = radius of gyration about x-axis, in. (mm)

r_y = radius of gyration about y-axis, in. (mm)

x_o, y_o = coordinates of the shear center with respect to the centroid, in. (mm)

User Note: For doubly symmetric I-shaped sections, C_w may be taken as $I_y h_o^2/4$, where h_o is the distance between flange centroids, in lieu of a more precise analysis. For tees and double angles, omit the term with C_w when computing F_{ez} and take x_o as 0.



۴-۲-۳ مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع نبشی تک (حالت E5)

The nominal compressive strength, P_n, of single-angle members shall be the lowest value based on the limit states of flexural buckling in accordance with Section E3 or Section E7, as applicable, or flexural-torsional buckling in accordance with Section E4. Flexural-torsional buckling need not be considered when $b/t \le 0.71\sqrt{E/F_y}$.

(a) For angles that are individual members or are web members of planar trusses with adjacent web members attached to the same side of the gusset plate or chord

(1) For equal-leg angles or unequal-leg angles connected through the longer leg

(i) When $\frac{L}{r_a} \le 80$

$$\frac{L_c}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_a} \qquad \text{(E5-1)}$$

(ii) When $\frac{L}{r_a} > 80$

$$\frac{L_c}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_a} \qquad \text{(E5-2)}$$

(2) For unequal-leg angles connected through the shorter leg, L_c/r from Equations E5-1 and E5-2 shall be increased by adding $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$, but L_c/r of the members shall not be taken as less than $0.95L/r_z$.

(b) For angles that are web members of box or space trusses with adjacent web members attached to the same side of the gusset plate or chord

(1) For equal-leg angles or unequal-leg angles connected through the longer leg

(i) When $\frac{L}{r_a} \le 75$

$$\frac{L_c}{r} = 60 + 0.8\frac{L}{r_a} \qquad \text{(E5-3)}$$

(ii) When $\frac{L}{r_a} > 75$

$$\frac{L_c}{r} = 45 + \frac{L}{r_a} \qquad \text{(E5-4)}$$

(2) For unequal-leg angles with leg length ratios less than 1.7 and connected through the shorter leg, L_c/r from Equations E5-3 and E5-4 shall be increased by adding $6[(b_l/b_s)^2 - 1]$, but L_c/r of the member shall not be taken as less than $0.82L/r_z$

where

L = length of member between work points at truss chord centerlines, in. (mm)
L_c = effective length of the member for buckling about the minor axis, in. (mm)
b_l = length of longer leg of angle, in. (mm)
b_s = length of shorter leg of angle, in. (mm)
r_a = radius of gyration about the geometric axis parallel to the connected leg, in. (mm)
r_z = radius of gyration about the minor principal axis, in. (mm)

۴-۴ گام بندی طراحی عضو فشاری

برای طراحی یک عضو فشاری گام‌های زیر را طی می‌کنیم :

۱) ابتدا یک مقدار اولیه برای تنش بحرانی عضو F_{cr} در نظر بگیرید. معمولاً عددی در حدود $0.7\ F_y$ تا $0.9\ F_y$ مناسب است.

۲) از رابطه $A \geq \frac{P_u}{0.9F_{cr}}$ مساحت اولیه عضو را تخمین می‌زنیم و یک مقطع با مساحتی در همین حدود از جدول پروفیل‌های ساختمانی انتخاب می‌کنیم. با توجه به شعاع ژیراسیون و طول عضو، مقطعی انتخاب می شود که ضریب لاغری آن کمتر از 200 زیرا طبق آیین‌نامه استفاده از مقاطع با لاغری بیشتر از 200 مجاز نیست.

۳) کمترین تنش بحرانی مقطع را براساس حالت‌های حدی حاکم بر آن مطابق جدول (۴-۱) محاسبه کنید و ظرفیت فشاری آن را به دست آورید.

۴) اگر ظرفیت باربری عضو از نیاز عضو کمی بیشتر باشد، طراحی بهینه است. $(0.9 \leq \frac{D}{C} \leq 1)$

تذکر ۱ : اگر مقطع خیلی قوی باشد، به لحاظ اقتصادی بهتر است مقطع ضعیف‌تری انتخاب و آن را کنترل نمود.

تذکر ۲ : برای تحلیل یک عضو فشاری و تعیین ظرفیت آن، فقط بایستی گام ۳ را انجام داد.

۴-۵ ضریب طول موثر برای شرایط تکیه گاهی ساده

ضریب K برای ستون‌های با شرایط تکیه‌گاهی ساده در جدول (۴-۲) آمده است و هرگاه شرایط آن فراهم باشد، مجاز به استفاده از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه هستیم.

جدول ۴-۲ ضریب طول موثر تقریبی ستون های ساده

TABLE 5.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

End condition code:
- *Rotation fixed and translation fixed*
- *Rotation free and translation fixed*
- *Rotation fixed and translation free*
- *Rotation free and translation free*

۴-۶ تعیین ضریب طول موثر ستون در قاب‌های ساختمانی

برای ستون‌هایی که عضوی از یک قاب ساختمانی هستند، یکی از دو حالت زیر رخ می‌دهد.

الف) اگر قاب مهار شده باشد $(0.5 \leq K \leq 1)$:

$$K = \frac{3G_AG_B+1.4(G_A+G_B)+0.64}{3G_AG_B+2(G_A+G_B)+1.28} \qquad (۴-۱۹)$$

البته در این حالت، بدون محاسبه و در جهت اطمینان می‌توان همواره K=1 فرض نمود.

موارد مهم و خاص این حالت در جدول (۴-۳) آمده است.

جدول ۴-۳ ضریب طول موثر مهاربندها و اعضای خرپا

عضو	ضریب طول موثر K
مهاربندهای هفتی، هشتی، قطری و خرپاها	1
مهاربند ضربدری برای کمانش در صفحه قاب	0.50
مهاربند ضربدری برای کمانش در صفحه عمود بر صفحه قاب	0.67

ب) اگر قاب مهار نشده باشد ($1 \le K \le \infty$) :

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \qquad (۲۰-۴)$$

پارامتر G_i نشان دهنده سختی نسبی ستون‌ها به تیرها در گره i می‌باشد و از رابطه (۴-۲۱) به‌دست می‌آید. اگر سختی تیرهای متصل به گره نسبت به سختی ستون‌ها کم باشد، امکان دوران اتصال (G_i) بیشتر است و ضریب K بزرگتری به‌دست می‌دهد.

$$G_i = \frac{\Sigma\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{ستونها}}}{\Sigma\left(\beta\frac{EI}{L}\right)_{\text{تیرها}}} \qquad (۲۱-۴)$$

چند نکته مهم :

۱- در تکیه‌گاه گیردار G=1 و در تکیه‌گاه مفصلی G=10 را در نظر می‌گیریم.

۲- پارامتر β برای درنظر گرفتن شرایط نحوه اتصال تیر (اصطلاحا گره نزدیک تیر) به گره مورد نظر و نیز شرایط انتهایی تیر (اصطلاحا گره دور تیر) می باشد و به صورت زیر تعیین می گردد :

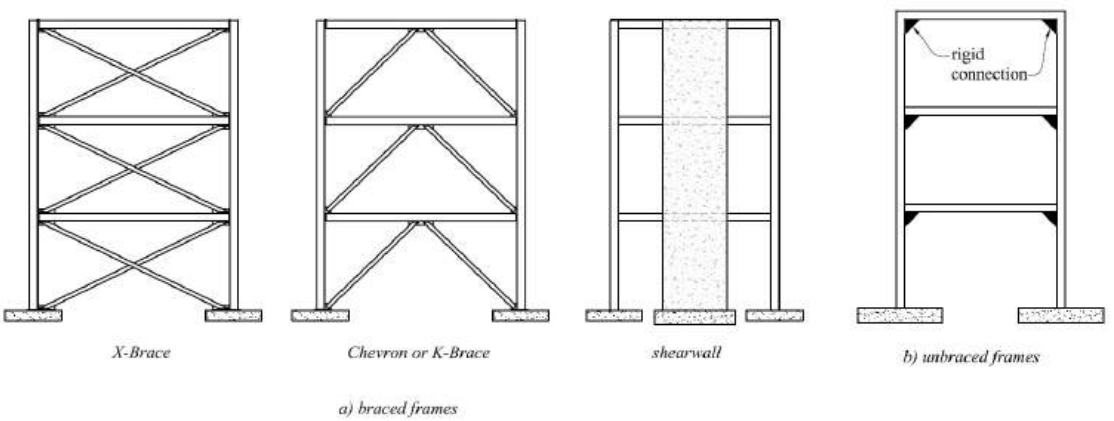
الف) شرایط هندسی : اگر تیر به صورت مورب به ستون متصل باشد، $\beta = \cos^2\theta$ که در آن θ زاویه محور تیر با صفحه کمانش ستون است.

الف) شرایط گره نزدیک تیر : اگر تیر به صورت مفصلی به ستون متصل باشد و یا طره باشد، آن گاه $\beta = 0$ است.

پ) شرایط گره دور تیر : برای شرایط انتهای دور تیرِ متصل به یک گره، از جدول (۴-۴) استفاده می‌کنیم.

جدول ۴-۴ شرایط انتهای دور تیر متصل به یک گره

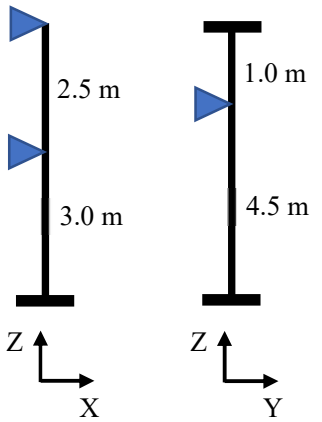
قاب مهار شده		قاب مهار نشده	
شرایط انتهایی تیر	ضریب اصلاح β	شرایط انتهایی تیر	ضریب اصلاح β
تکیه گاه مفصلی باشد.	1.5	تکیه گاه مفصلی باشد.	0.5
انتهای دور تیر گیردار باشد.	2	در برابر دوران مقید ولی برای انتقال جانبی آزاد باشد.	$\frac{2}{3}$



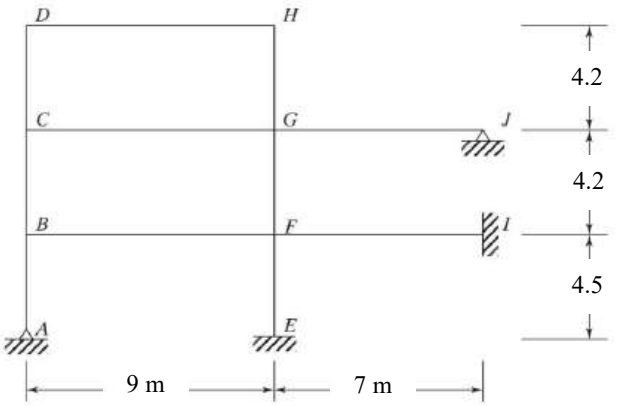
شکل ۴-۴ نمونه‌ای از قاب‌های مهار شده و قاب‌های مهار نشده ساختمانی

پرسش ۴-۳ ضریب طول موثر ستون‌های قاب‌های ثقلی چگونه به‌دست می‌آید؟ با ذکر یک مثال رویکردهای کمانش طبقه و سختی طبقه را تشریح کنید. پاسخ کدام روش به پاسخ به‌دست آمده از روش‌های تحلیلی نزدیک‌تر است؟

مثال ۴-۱ مقاومت فشاری طرح ستون با شرایط تکیه‌گاهی داده‌شده را به‌دست آورید. مقطع ستون IPB240 و فولاد مصرفی S235 است.

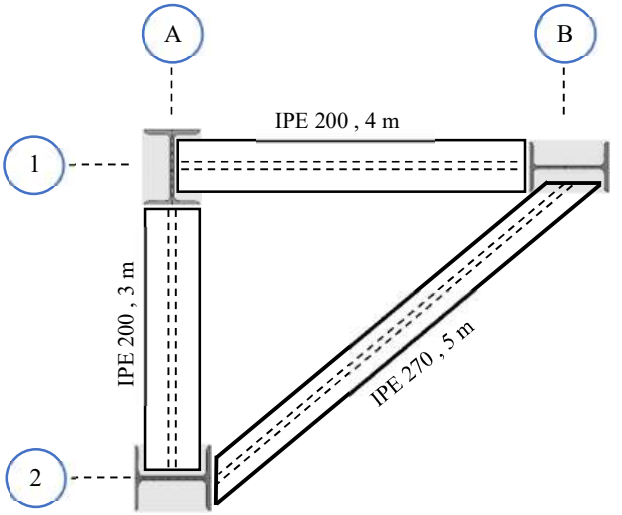


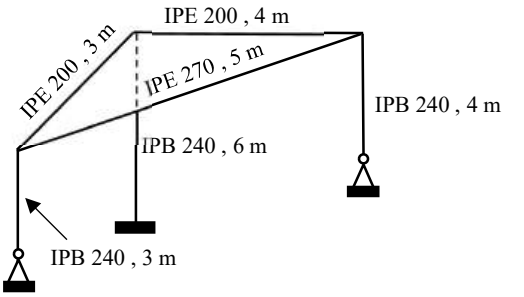
مثال ۴-۲ ضریب طول موثر ستون‌های قاب زیر را تعیین کنید.



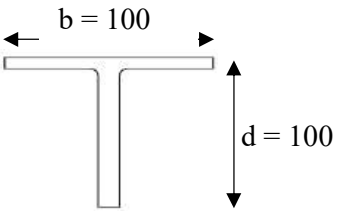
Member	Section
AB, BC	IPB 200
EF, FG	IPB 220
CD, GH	IPB 180
BF, CG	IPE 270
FI, GJ	IPE 220
DH	IPE 240

مثال ۴-۳ ضریب طول موثر تمام ستون‌ها را به‌دست آورید.



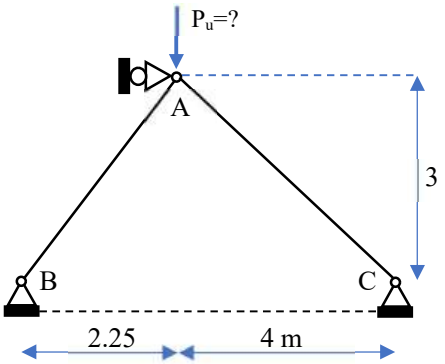


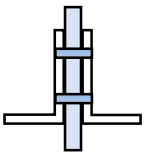
مثال ۴-۴ مقاومت فشاری نمیرخ سپری T 100x10 مطابق شکل زیر را تعیین کنید. فولاد مصرفی S235 است.



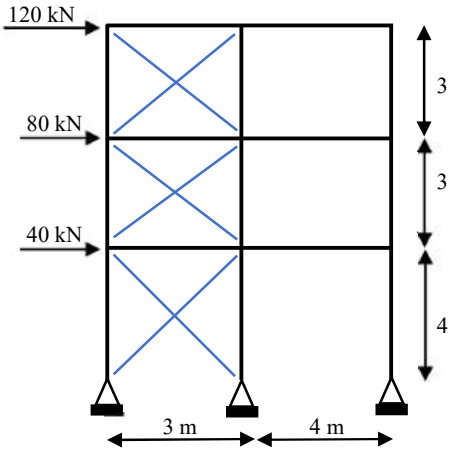
T 100x10

مثال ۴-۶ در خرپای نشان داده شده، مقطع هر دو عضو از نبشی 2L 120x80x10 با ورق اتصال به ضخامت 15 mm و اتصال نبشی‌ها به ورق اتصال از طریق ساق بلند نبشی‌ها صورت گرفته است. خرپا در صفحه عمود بر کاغذ مهار شده است. اگر نبشی‌ها در فاصله‌های 0.25 طول عضو از طریق لقمه به هم متصل شده باشند، حداکثر بار متمرکز مرده و زنده قابل تحمل توسط خرپا را با فرض $P_D/P_L=2$ و با فولاد S275 تعیین کنید.





مثال ۴-۵ بادبند طبقه اول را یکبار از مقطع HSS قوطی و بار دیگر از مقطع IPE طراحی نمایید. بارهای وارده نهایی هستند. تمام اتصالات تیر به ستون، مفصلی است.



۴-۷ ستون‌های با مقطع مرکب (ساخته شده) (حالت E6)

اساساً برای افزایش مقاومت موجود در یک عضو فشاری دو عامل موثر است : (۱) افزایش سطح مقطع ستون که راهکاری مناسب و اقتصادی در ستون‌های کوتاه و چاق می‌باشد، (۲) افزایش شعاع ژیراسیون و در نتیجه کاهش لاغری ستون حول محورهای اصلی مقطع که در ستون‌های بلند و نسبتاً لاغر استفاده می‌شود. برای افزایش شعاع ژیراسیون می‌توان از ستون با مقطع مرکب استفاده نمود. محاسبات نشان می‌دهد اثر تغییر شکل‌های برشی در ستون‌های مرکب باعث افزایش لاغری عضو، کاهش تنش بحرانی F_{cr} و متعاقباً کاهش مقاومت فشاری ستون می‌گردد. طبق ضوابط آیین‌نامه، برای تعیین مقاومت فشاری ستون‌های مرکب که در آن‌ها اجزای مختلف مقطع نسبت به هم دارای فاصله هستند، بایستی ضریب لاغری اصلاح شده حول محور بدون مصالح استفاده گردد.

(a) For intermediate connectors that are bolted snug-tight

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad \text{(E6-1)}$$

(b) For intermediate connectors that are welded or are connected by means of pre-tensioned bolts with Class A or B faying surfaces

(1) When $\frac{a}{r_i} \le 40$

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \left(\frac{L_c}{r}\right)_o \qquad \text{(E6-2a)}$$

(2) When $\frac{a}{r_i} > 40$

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad \text{(E6-2b)}$$

where

$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m$ = modified slenderness ratio of built-up member

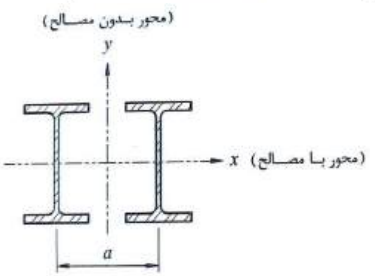
$\left(\frac{L_c}{r}\right)_o$ = slenderness ratio of built-up member acting as a unit in the buckling direction being addressed

L_c = effective length of built-up member, in. (mm)

K_i = 0.50 for angles back-to-back
= 0.75 for channels back-to-back
= 0.86 for all other cases

a = distance between connectors, in. (mm)

r_i = minimum radius of gyration of individual component, in. (mm)



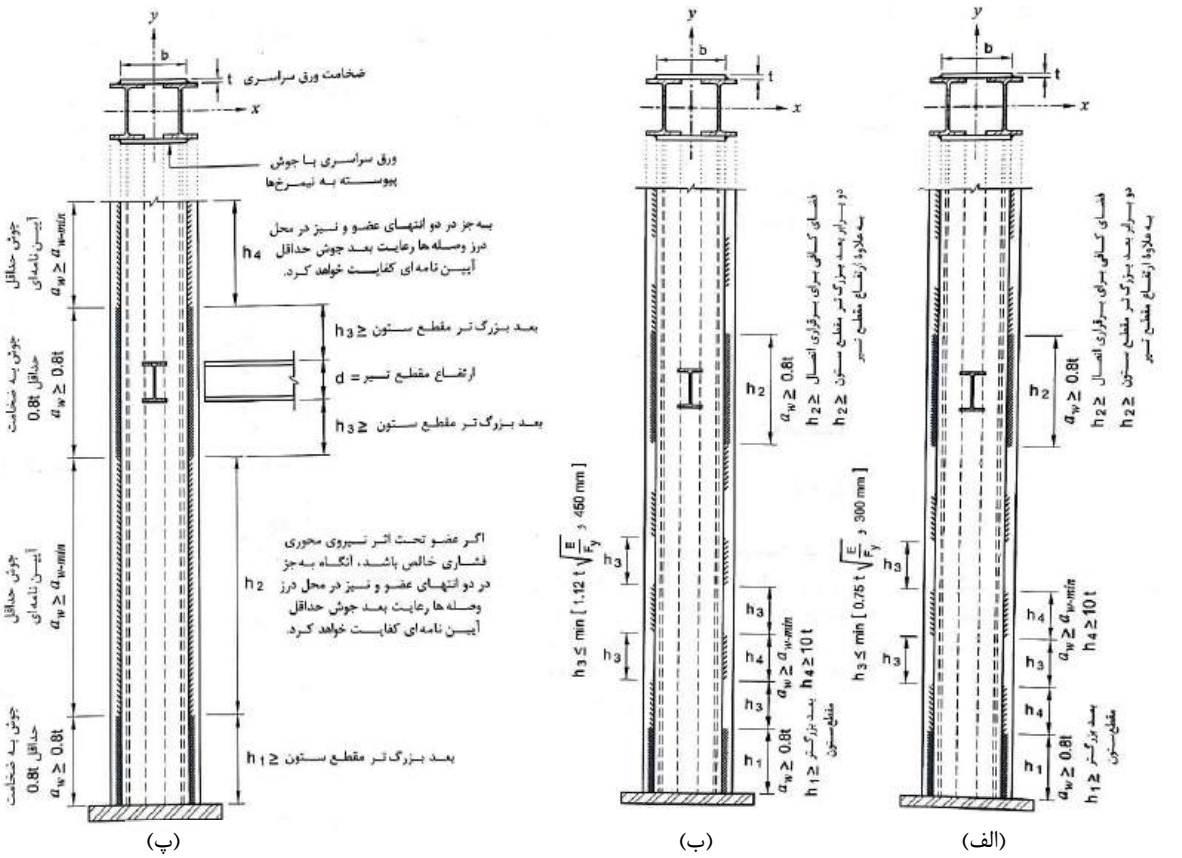
تذکر :

(۱) : مطابق شکل، محور بدون مصالح در مقطع مرکب، محوری است که امتداد آن مصالح اجزلی اصلی مقطع مرکب ستون را قطع نمی کند. همچنین محور با مصالح محوری است که امتداد آن مصالح اجزای مقطع مرکب ستون را قطع کند.

(۲) : نقش اصلی بست‌ها انتقال برش به نیمرخ های مختلف مقطع مرکب در حالت کمانش نسبت به محور بدون مصالح مقطع مرکب است و قبل از تعیین $(\frac{KL}{r})_{max}$ بایستی $(\frac{KL}{r})$ محور بدون مصالح توسط روابط مذکور اصلاح شود. سپس $(\frac{KL}{r})_m$ با $(\frac{KL}{r})$ نظیر محور با مصالح مقایسه گردد و در نهایت با انتخاب $(\frac{KL}{r})$ بزرگتر به عنوان $(\frac{KL}{r})_{max}$، ظرفیت مقطع به‌دست آید.

۴-۷-۱ طراحی ستون‌های مرکب با ورق سراسری

در این ستون ها که مقطع از چند نیمرخ و ورق سراسری تشکیل شده است، از اثرات برش صرف نظر می‌گردد. همچنین به دلیل سراسری بودن ورق‌های تقویتی و نیز اتصال کافی، صلبیت تابیدگی (EC_w) ستون بسیار بزرگ است و F_{cr} بر اساس حالت حدی کمانش خمشی نسبت به محورهای اصلی و براساس روابط بخش ۴-۲-۱ (حالت E3) تعیین می‌شود. بنابراین طراحی این ستون‌ها تفاوتی با ستون‌های معمول ندارد فقط بایستی ورق اتصال غیرلاغر باشد. اگر عرض و ضخامت ورق سراسری را به ترتیب با b و t نشان دهیم، آنگاه در صورتیکه $\frac{b}{t} < 1.4(\frac{E}{Fy})$ باشد، ورق قابل قبول است. ضوابط تکمیلی آیین‌نامه مربوط به این ستون‌ها مطابق شکل (۴-۵) می‌باشد.



شکل ۴-۵ محدودیت‌های ابعادی اتصال ورق‌های سراسری به نیمرخ‌های تشکیل دهنده مقطع مرکب از چند نیم رخ و ورقهای سراسری
الف) با جوش منقطع روبروی هم، ب) با جوش منقطع به صورت پس و پیش، پ) جوش ممتد (پیوسته)

۴-۷-۲ طراحی ستون‌های مرکب با لقمه

دو عضو فشاری با مقطع مرکب که توسط لقمه به یکدیگر متصل شده‌اند، در شکل ۴-۶ نشان داده شده است. به منظور در نظر گرفتن آثار تغییرشکل‌های برشی، نسبت لاغری حول محور بدون مصالح مطابق روابط E6 بایستی اصلاح گردد. اگر مطابق شکل (۴-۶) محور بدون مصالح محور y باشد، به جای $(\frac{KL}{r})_y$ از $(\frac{KL}{r})_{max}$ استفاده می‌شود.

برای اطمینان از عملکرد مشترک ستون های مرکب با لقمهٔ بایستی نسبت لاغری حداکثر هر یک از نیمرخ‌های تشکیل دهنده مقطع مرکب در فاصله L_1 از $\frac{3}{4}$ لاغری تعیین کننده ستون با مقطع مرکب کمتر باشد. به عبارت دیگر :

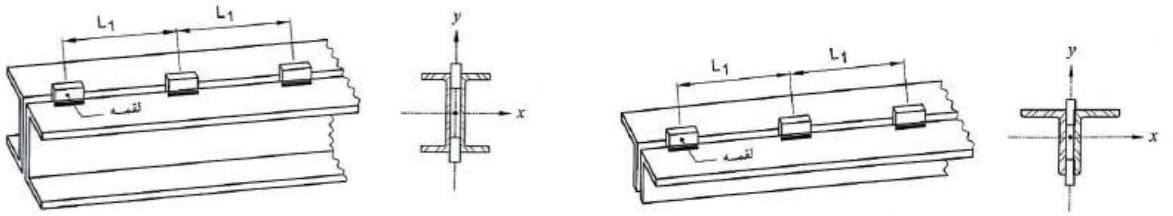
$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \times \max\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_x, \left(\frac{KL}{r}\right)_m\right] \qquad (۴-۲۲)$$

L : طول عضو فشاری

K : ضریب طول موثر عضو فشاری نسبت به محور مورد نظر

L_1 : فاصله مرکز تا مرکز لقمه ها در امتداد محور طولی عضو فشاری

r_1 : شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ های تشکیل دهنده مقطع مرکب نسبت به محورهای اصلی نیمرخ تک



الف) عضو فشاری با مقطع نبشی دوبل که توسط لقمه به یکدیگر متصل شده‌اند

ب) عضو فشاری با مقطع ناودانی دوبل که توسط لقمه به یکدیگر متصل شده‌اند

شکل ۴-۶ اعضای فشاری با مقطع مرکب که با لقمه به یکدیگر متصل شده‌اند

گام‌های طراحی این اعضا به صورت زیر است :

۱) تعیین لاغری محور بدون مصالح $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ براساس روابط لاغری اصلاح شده (حالت E6)

۲) تعیین لاغری بیشینه عضو $\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$ ، تنش کمانشی ارتجاعی F_e و تنش بحرانی F_{cr} بر اساس حالت حدی کمانش خمشی نسبت به محورهای x و y بر اساس روابط کمانش خمشی (حالت E3) :

$$\frac{KL}{r} \leq \max\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_x, \left(\frac{KL}{r}\right)_m\right] \qquad (۴-۲۳)$$

The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

۳) تعیین تنش کمانشی ارتجاعی F_e بر اساس روابط کمانش پیچشی (حالت E4 قسمت a) و تنش بحرانی F_{cr} بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی نسبت به محور z بر اساس روابط کمانش خمشی (حالت E3) :

(a) For doubly symmetric members twisting about the shear center

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^{\ 2}} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(E4-2)}$$

The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

where

C_w = warping constant, in.^{6} (mm^6)

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi (77 200 MPa)

I_x, I_y = moment of inertia about the principal axes, in.^{4} (mm^4)

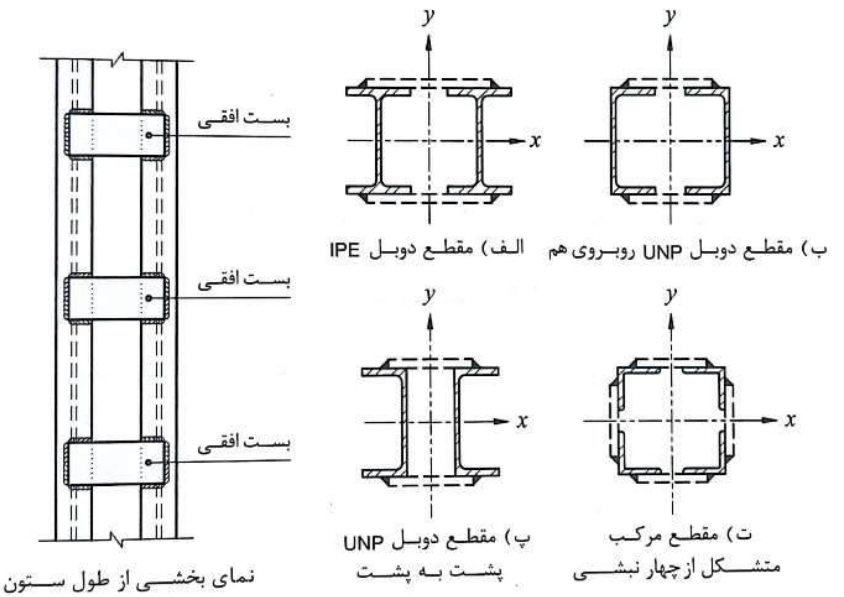
J = torsional constant, in.^{4} (mm^4)

L_{cz} = $K_z L_z$ = effective length of member for buckling about longitudinal axis, in. (mm)

به طور محافظه کارانه K_z برابر یک فرض می‌گردد.

۴-۷-۳ طراحی ستون‌های مرکب با بست‌های افقی

در ستون‌های مرکب با بست افقی، فاصله نیمرخ‌ها را طوری تنظیم می‌کنیم که نسبت لاغری حول هر دو محور اصلی به هم نزدیک باشد. در این صورت کارایی مقطع افزایش می‌یابد. این ستون‌ها هم برای تحمل نیروی محوری تنها و هم برای تحمل نیروی محوری همراه با لنگر خمشی استفاده می‌گردد. به لحاظ تجربی توصیه اکید می‌شود این مقاطع فقط برای طراحی ستون‌ها با نیروی محوری تنها (ستون در قاب‌های مهارشده با بادبند یا دیوار برشی) استفاده گردد.

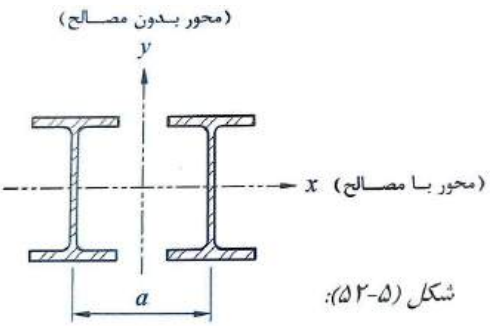


شکل ۴-۷ برخی از مقاطع مرکب با بست های افقی (موازی)

طراحی ستون‌های مرکب با بست افقی شامل مراحل زیر است :

۱) انتخاب نحوه قرارگیری ستون در پلان و تعیین فاصله بین نیمرخ‌ها :

فاصله نیمرخ‌ها را طوری انتخاب می‌کنیم که نسبت لاغری در امتداد محورهای x و y نزدیک به هم باشد.



شکل (۵-۵۲):

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y \rightarrow a = ?$$

۲) تعیین فاصله بست‌ها برای تامین عملکرد مشترک نیمرخ‌ها :

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \times \max\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_x, \left(\frac{KL}{r}\right)_m\right]$$

۳) تعیین لاغری بیشینه عضو $\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$ ، تنش کمانشی ارتجاعی F_e و تنش بحرانی F_{cr} بر اساس حالت حدی کمانش خمشی نسبت به محورهای x و y بر اساس روابط کمانش خمشی (حالت E3) :

$$\frac{KL}{r} \leq \max\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_x, \left(\frac{KL}{r}\right)_m\right] \qquad (۲۴-۴)$$

The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

۴) تعیین تنش کمانشی ارتجاعی F_e بر اساس روابط کمانش پیچشی (حالت E4 قسمت a) و تنش بحرانی F_{cr} بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی نسبت به محور z بر اساس روابط کمانش خمشی (حالت E3) :

(a) For doubly symmetric members twisting about the shear center

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(E4-2)}$$

The nominal compressive strength, P_n, shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

where

C_w = warping constant, in.^{6} (mm^6)

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi (77 200 MPa)

I_x, I_y = moment of inertia about the principal axes, in.^{4} (mm^4)

J = torsional constant, in.^{4} (mm^4)

L_{cz} = $K_z L_z$ = effective length of member for buckling about longitudinal axis, in. (mm)

به طور محافظه کارانه K_z برابر یک فرض می‌گردد.

۵) تعیین ابعاد بست‌های افقی :

مطابق آیین نامه، بست های افقی و اتصال دو انتهای آن ها باید براساس نیروی برشی در امتداد محور با مصالح ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری به علاوه 2% مقاومت فشاری موجود ستون طراحی شود. در این صورت مقدار نیروی برشی موثر ستون در امتداد محور با مصالح (محور x) برابر است با :

$$V_u = (0.02 \times \varphi_c P_n + V_{ux}),\ \varphi_c = 0.9 \qquad (۲۵-۴)$$

در ادامه با برقراری تعادل استاتیکی طبق شکل زیر، مقاومت برشی مورد نیاز و لنگر خمشی مورد نیاز هر یک از بست‌ها به‌دست می‌آید :

$$\sum M_o = 0 \rightarrow 2V_{rb} \times \frac{b}{2} = \frac{1}{2}V_r \times l_1 \rightarrow V_{rb} = \frac{l_1}{2b}V_r$$

$$\sum M_o = 0 \rightarrow 2M_{rb} = 2V_{rb} \times \frac{b}{2} \rightarrow M_{rb} = \frac{b}{2}V_{rb} = \frac{l_1}{4}V_r$$

در نهایت مقاومت برشی مورد نیاز و مقاومت خمشی مورد نیاز به صورت زیر تعیین می‌گردد :

$$V_{ub} = \frac{l_1}{2b}V_u \qquad (۲۶-۴)$$

$$M_{ub} = \frac{l_1}{4}V_u \qquad (۲۷-۴)$$

در این روابط :

l_1 : فاصله مرکز تا مرکز بست‌های افقی در امتداد محور طولی عضو فشاری

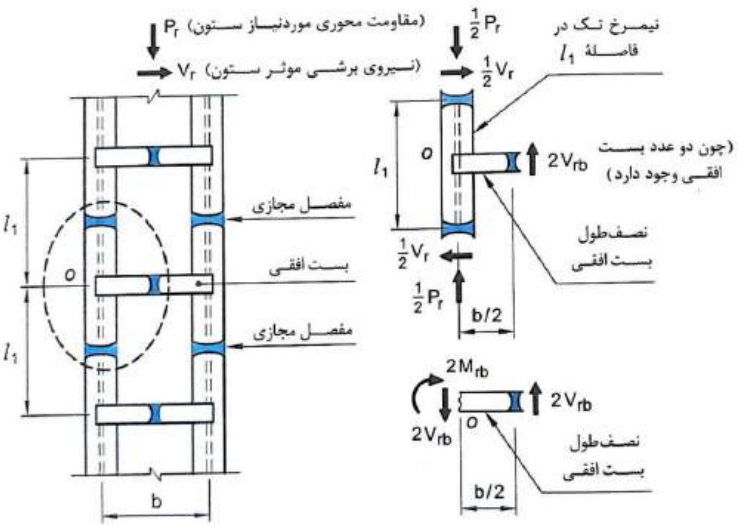
b : فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ

مقاومت برشی و خمشی موجود هر بست افقی نیز به صورت زیر تعیین می‌گردد :

$$\varphi_v V_n = 1.0 \times 0.6F_y th \qquad (۲۸-۴)$$

$$\varphi_v V_n = 1.0 \times 0.6F_y th \qquad (۲۹-۴)$$

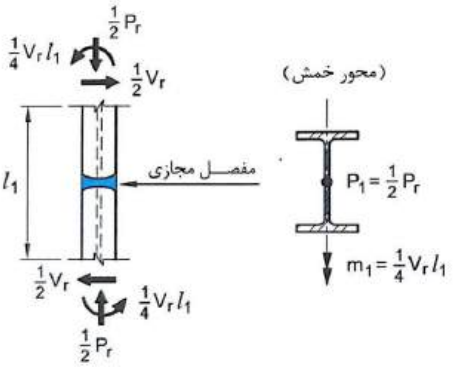
در این روابط، پارامتر t و h به ترتیب ضخامت و پهنای هر بست افقی است.



۶) کنترل اندرکنش فشار و خمش در نیمرخ تک در فاصله بین دو بست متوالی :

مطابق شکل، در فاصله بین دو بست افقی، نیمرخ تک تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی قرار دارد. مقاومت فشاری و خمشی مورد نیاز نیمرخ تک در فاصله بین دو بست به شرح زیر محاسبه می شود :

$$V_{u1} = \frac{1}{2}P_u \ , \ m_{u1} = \frac{1}{4}V_u l_1 \qquad (۳۰-۴)$$



کنترل اندرکنش فشار و خمش در نیمرخ تک در فاصلهٔ بین دو بست

مقاومت های فشاری و خمشی موجود نیمرخ تک در فاصله دو بست متوالی برابر است با :

The critical stress, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

F_e = elastic buckling stress determined according to Equation E3-4, as specified in Appendix 7, Section 7.2.3(b), or through an elastic buckling analysis, as applicable, ksi (MPa)

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \qquad \text{(E3-4)}$$

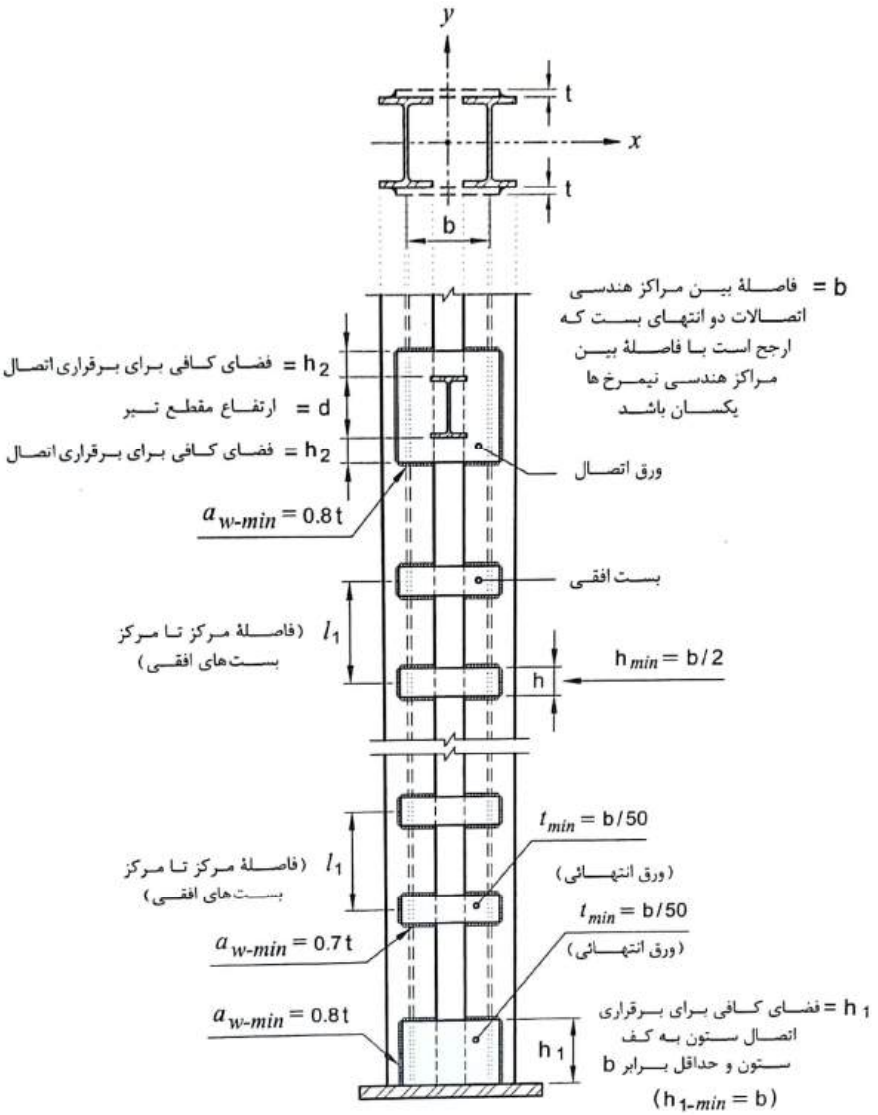
F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)
r = radius of gyration, in. (mm)

$$P_{n1} = A_{g1}F_{cr1} \ , \ m_{n1} = Z_{y1}F_y \qquad (۳۱-۴)$$

برای کنترل اندرکنش فشار و خمش در نیمرخ تک در فاصله بین دو بست متوالی نیز، از روابط زیر استفاده می‌کنیم (می‌دانیم که $\varphi_c = \varphi_b = 0.9$) :

$$\begin{cases} \frac{P_{u1}}{\varphi_c P_{n1}} + \frac{8}{9}\frac{m_{u1}}{\varphi_b m_{n1}} \le 1.0 \ : \ \frac{P_{u1}}{\varphi_c P_{n1}} \ge 0.2 & (۴-۳۲-\text{الف}) \\ \frac{P_{u1}}{2\varphi_c P_{n1}} + \frac{m_{u1}}{\varphi_b m_{n1}} \le 1.0 \ : \ \frac{P_{u1}}{\varphi_c P_{n1}} < 0.2 & (۴-۳۲-\text{ب}) \end{cases}$$

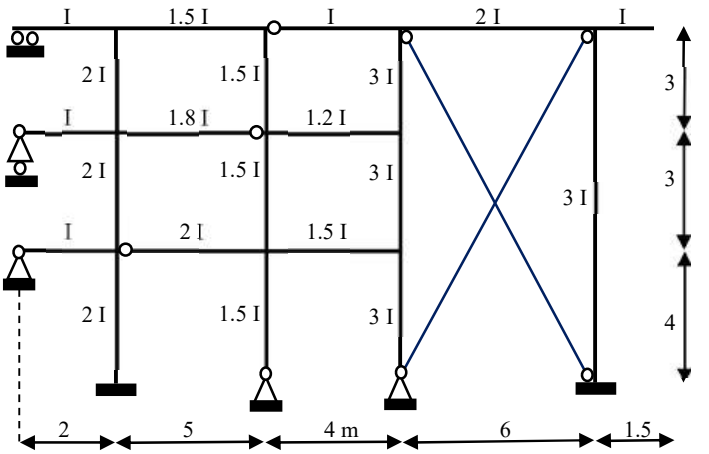
۷) محدودیت‌های ابعادی تکمیلی :



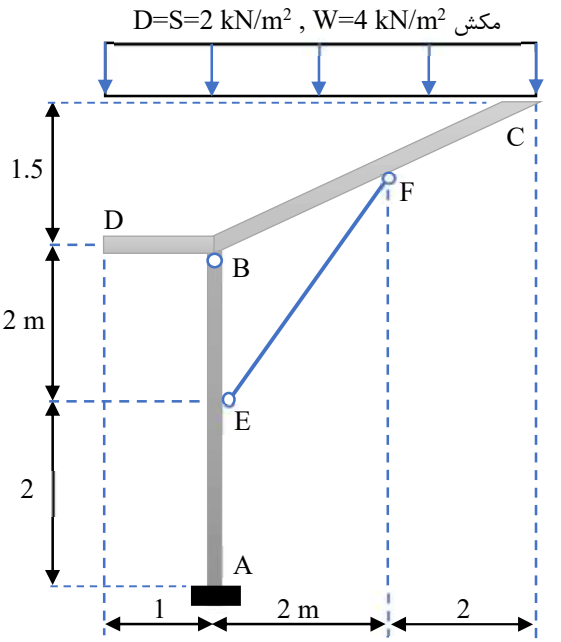
مثال ۴-۷ یک ستون فولادی به طول 4.5 m را از نیمرخ دوبل ناودانی روبروی هم با بست‌های موازی برای نیروی محوری بهره‌برداری مرده و زنده به ترتیب P_D=823 kN و P_L=424 kN طراحی کنید (S235). همچنین ابعاد بست‌ها را مشخص نمایید. ستون در قاب مهار نشده قرار دارد و ضریب طول موثر آن در صفحه yz و xz به ترتیب برابر 1.18 و 1.26 به‌دست آمده است.

تمرین‌های فصل چهارم (در تمام تمرین‌ها، فولاد مصرفی S235 است.)

۴-۱ ضریب طول موثر ستون‌های قاب زیر را تعیین کنید. اتصال مهاربندها به صورت مفصلی است.



۴-۲ سایه‌بان یک پارکینگ از قاب‌هایی مطابق شکل و به فاصله 5 m از هم ساخته شده است. عضو فشاری EF را از مقطع T و IPE طراحی کنید. قاب را در صفحه عمود بر کاغذ مهار شده در نظر بگیرید.

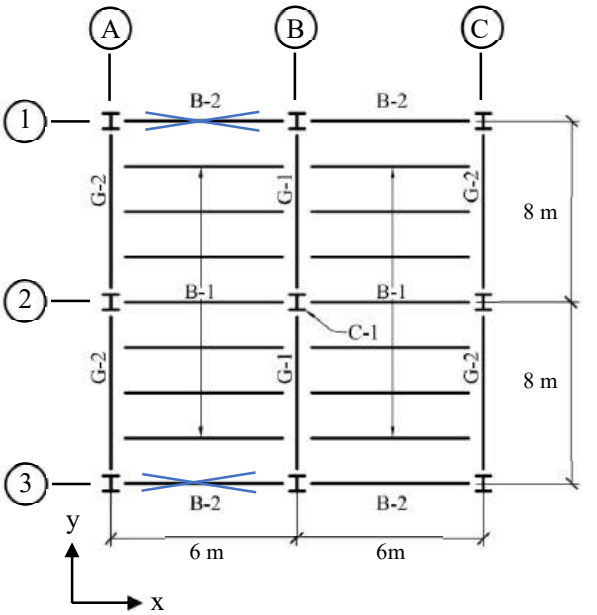


۴-۳ پلان یک ساختمان اداری چهار طبقه مطابق شکل زیر می‌باشد. ارتفاع ستون‌ها در طبقه اول 5 m و در سایر طبقات 4 m است. بار مرده کلیه طبقات را با لحاظ کردن وزن دیوارها و اجزای اسکلت برابر $8\ kN/m^2$ و بار زنده در طبقات و بام را به ترتیب برابر با $3\ kN/m^2$ و $2\ kN/m^2$ فرض کنید. سیستم مقاوم باربر جانبی ساختمان در جهت x مهاربند ضربدری X (اتصالات مفصلی تیر به ستون) و در جهت y قاب خمشی (اتصالات صلب تیر به ستون) می‌باشد. ممان اینرسی تیرها در جهت y را 0.8 برابر ممان اینرسی ستون‌ها فرض کنید. اتصال ستون‌ها به پی در جهت محور x مفصلی و در جهت محور y گیردار است.

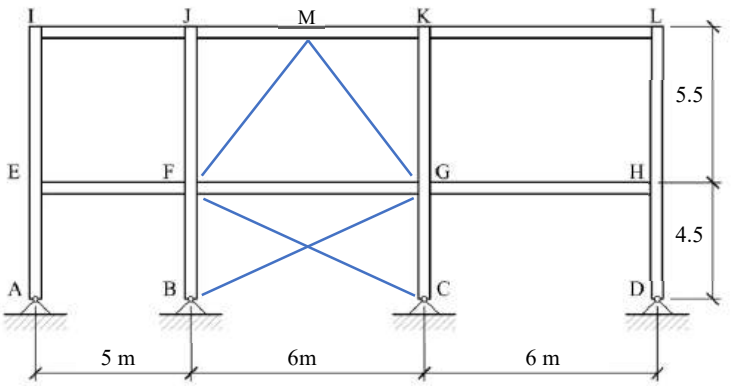
الف) ستون C1 در طبقه اول را از مقطع دوبل IPE با بست موازی طراحی کنید.

ب) با فرض اینکه ضریب زلزله در راستای محور x برابر $C_x=0.14$ و توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع خطی باشد، مقطع بادبند X طبقه اول را از مقطع دوبل ناودانی طراحی کنید.

پ) ستون C1 در طبقه اول را از مقطع IPB با در نظر گرفتن امکان کاهش بار زنده در بام و طبقات مطابق ضوابط مبحث ششم طراحی کنید.



۴-۴ در قابی از ساختمان مسکونی مطابق زیر، بار مرده و زنده هر طبقه به ترتیب 40 kN/m و 15 kN/m می‌باشد. اتصالات تیرها به ستون‌ها مفصلی است. ضریب زلزله در راستای قاب برابر $C_x=0.12$ و توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع خطی می‌باشد. اگر قاب در صفحه عمود بر کاغذ مهار شده باشد، الف) بادبندهای CF و GM را از مقطع دوبل نبشی با فاصله 10 mm، ب) ستون BF را از مقطع HSS طراحی کنید. الزامات لرزه‌ای مدنظر نیست.



۵-۱ مقدمه

اعضایی که تحت اثر لنگر خمشی و نیروی برشی باشند، تیر نامیده می‌شوند. تیرها به‌عنوان اعضای اصلی سقف‌ها و قاب‌های ساختمانی درون سقف صلب سازه فقط متحمل لنگرهای خمشی و نیروهای برشی هستند. از منظر طراحی، تیرها براساس خمش طراحی شده و برای تنش‌های برشی و تغییرمکان‌ها کنترل می‌گردند.

در قاب‌های ساختمانی ساده، تیرها دوسر مفصل اجرا می‌شوند و وظیفه آن‌ها فقط انتقال بارهای ثقلی به ستون‌ها می‌باشد. در قاب‌های خمشی، تیرها علاوه بر انتقال بار ثقلی سقف، به واسطه اتصال صلب به ستون‌ها در باربری جانبی سازه نیز سهیم هستند و البته نقش مهمی بازی می‌کنند. بدین ترتیب تیرهای موجود در قاب‌های ساختمانی را می‌توان به دو دسته تیرچه‌ها و شاه‌تیرهای اصلی تقسیم‌بندی نمود.

تیرچه‌ها صرفاً تحت بارهای ثقلی قرار گرفته و عرض باربر آن‌ها کوچک است. در مقابل، تیرهای اصلی دارای سطح باربر بزرگی بوده و ممکن است تحت اثر بارهای جانبی نیز قرار بگیرند.

۵-۲ کمانش موضعی اعضا تحت لنگر خمشی

همانگونه که در فصل چهارم و در خصوص اعضای فشاری اشاره شد، به دلیل ضریب ارتجاعی بالای فولاد، اعضای طرح شده دارای مقاطع ظریفی هستند و ممکن است دچار کمانش شوند.

از منظر کمانش موضعی، آیین‌نامه اعضای تحت خمش را به سه دسته تقسیم می‌کند :

۱- **مقاطع فشرده** : ورق‌های تشکیل‌دهنده این‌گونه مقاطع تحت تنش‌های فشاری می‌توانند کرنش‌هایی تا چند برابر کرنش حد تسلیم را تحمل کنند. به بیان دیگر، این مقاطع توانایی ورود به ناحیه غیرارتجاعی را دارا هستند و ظرفیت آن‌ها را می‌توان بر مبنای نظریه خمیری تعیین نمود. به جهت عملکرد مناسب مقطع در حالت خمیری بایستی اتصال بال به جان به صورت سرتاسری در طول عضو برقرار باشد و نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مقطع فشرده از مقادیر λ_p موجود در جدول (۴-۱) بیشتر نشود.

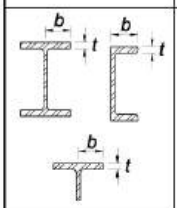
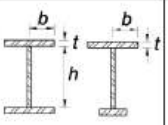
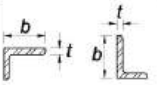
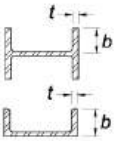
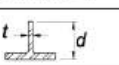
۲- **مقاطع غیرفشرده** : ورق‌های تشکیل‌دهنده این‌گونه مقاطع تحت تنش‌های فشاری در محدوده ارتجاعی رفتار می کنند و کرنش نقاط مختلف مقطع کمتر از حد تسلیم است. به بیان دیگر، این مقاطع توانایی ورود به ناحیه غیرارتجاعی را ندارند و ظرفیت آن‌ها را بر مبنای نظریه ارتجاعی تعیین می نمایند. به جهت اطمینان از عدم رخ دادن ناپایداری موضعی ورق، بایستی نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مقطع غیرفشرده از مقادیر λ_r موجود در جدول (۴-۱) بیشتر نشود. بر این اساس نسبت پهنا به ضخامت در این مقاطع در محدوده $\lambda_r \geq \lambda > \lambda_p$ می‌باشد.

۳- **مقاطع لاغر** : ورق‌های تشکیل‌دهنده این مقاطع تحت تنش‌های فشاری، پیش از رسیدن به ظرفیت ارتجاعی مقطع ممکن است دچار کمانش موضعی شوند. به همین دلیل باید ظرفیت محاسبه شده برای این مقاطع بایستی به دلیل احتمال کمانش موضعی، کاهش یابد. در این مقاطع نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مقطع از مقادیر λ_p موجود در جدول (۴-۱) بیشتر است.

در این فصل روابط مربوط به مقاطع لاغر بررسی نمی‌گردد.

جدول ۴-۱ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای تحت فشار تقویت شده و تقویت نشده در اعضای تحت خمش

جدول ۱۰-۲-۲-۳ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر **خمش**

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/فشرده) λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (لاغر/غیرفشرده) λ_r	مثال‌های نمونه
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق یا یک یا دو محور تقارن	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[b],[c] $۰/۹۵\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	
۱۲	ساق‌های نبشی‌های تک	b/t	$۰/۵۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۹۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$۰/۸۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

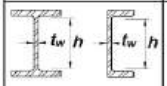
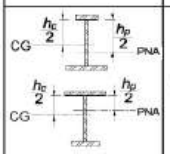
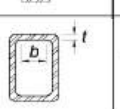
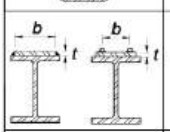
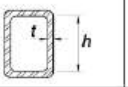
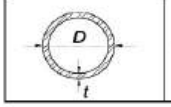
[b] مقدار K_c از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$۰/۳۵ \le K_c = \frac{۴}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \le ۰/۷۶$$

[c] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده مقدار F_L از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

- برای $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge ۰/۷$ $\quad F_L = ۰/۷F_y$
- برای $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < ۰/۷$ $\quad F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}}F_y \ge ۰/۵F_y$

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر **خمش**

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/فشرده) λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (لاغر/غیرفشرده) λ_r	مثال‌های نمونه
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	[d] $\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(۰/۷۸\frac{M_p}{M_y}-۰/۱۰)} \le \lambda_r$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$۲/۴۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۰۷\frac{E}{F_y}$	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	

[d]

M_y = لنگر تسلیم دورترین تار

M_p = لنگر خمشی پلاستیک

که در آن:

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

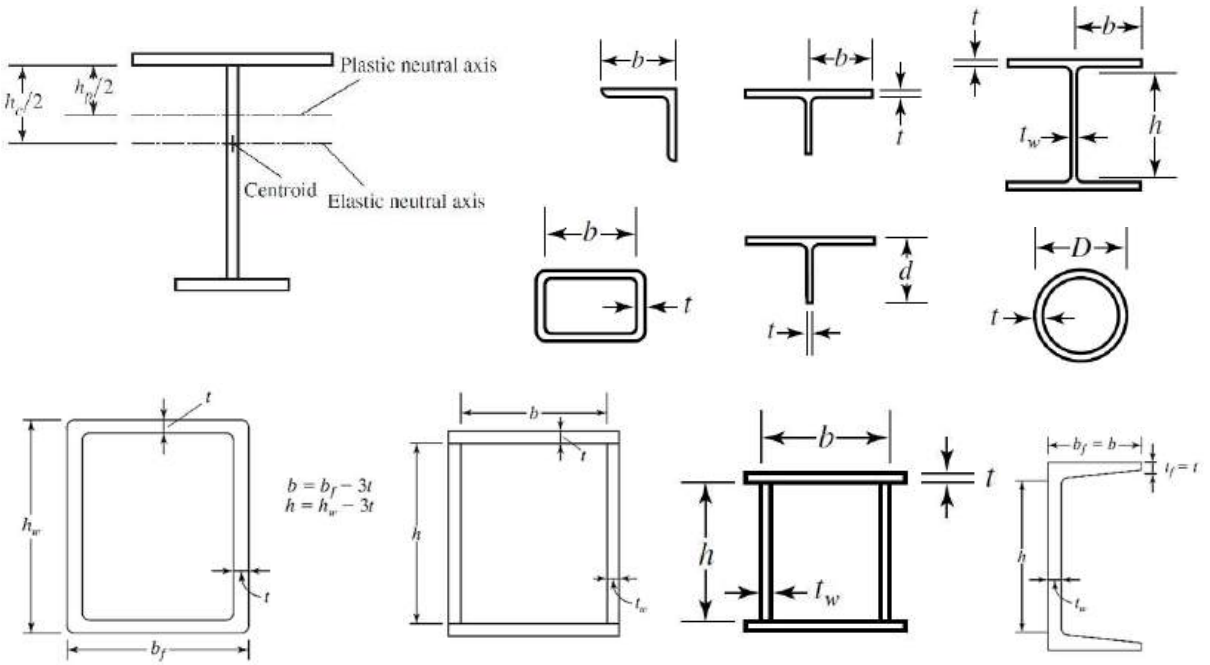
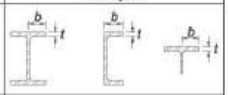
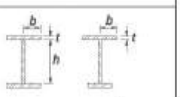
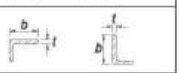


TABLE B4.1b
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_p (compact/ noncompact)	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (noncompact/ slender)	Examples
Unstiffened Elements	10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

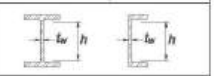
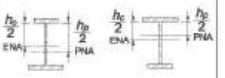
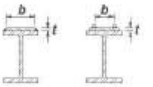
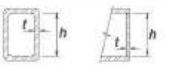
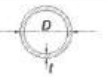
(c) For flange or diaphragm plates in built-up sections, the width, b, is the distance between adjacent lines of fasteners or lines of welds.

(d) For flanges of rectangular hollow structural sections (HSS), the width, b, is the clear distance between webs less the inside corner radius on each side. For webs of rectangular HSS, h is the clear distance between the flanges less the inside corner radius on each side. If the corner radius is not known, b and h shall be taken as the corresponding outside dimension minus three times the thickness. The thickness, t, shall be taken as the design wall thickness, per Section B4.2.

(e) For flanges or webs of box sections and other stiffened elements, the width, b, is the clear distance between the elements providing stiffening.

(f) For perforated cover plates, b is the transverse distance between the nearest line of fasteners, and the net area of the plate is taken at the widest hole.

TABLE B4.1b (continued)
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_p (compact/ noncompact)	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (noncompact/ slender)	Examples
Stiffened Elements	15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [a] $\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2 \le \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Round HSS	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
	21	Flanges of box sections	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

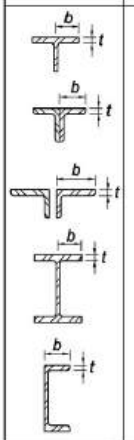
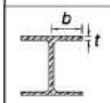
[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
[b] $F_L = 0.7F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$; $F_L = F_yS_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$, where S_{xc}, S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.^{3} (mm^3).
[c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. $M_p = F_yZ_x$, plastic bending moment, kip-in. (N-mm), where Z_x = plastic section modulus taken about x-axis, in.^{3} (mm^3).
E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa) ENA = elastic neutral axis
F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa) PNA = plastic neutral axis

۵-۳ کمانش موضعی مقاطع اعضا در سیستم‌های باربر جانبی (اعضای لرزه‌بر)

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰-۲-۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰-۳-۴-۱ عنوان شده، محدود می‌گردد.

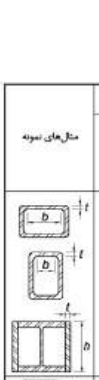
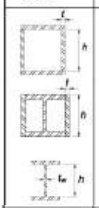
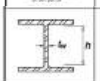
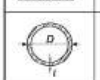
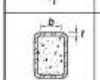
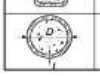
جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	ردیف	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hsd} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hsd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	مثال‌های نمونه
اجزای با یک لبه مشکی	۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد.	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۳	تیغه (جان) مقاطع سپری	$\frac{d}{t}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۱]	

یادداشت:

[۱] برای مقاطع سپری محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند تا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ افزایش یابد مشروط بر اینکه، کمانش عضو فشاری حول صفحهٔ جان‌سپری باشد و در اتصال انتهای عضو، انتقال بار محوری فقط از طریق وجه بیرونی بال سپری صورت گرفته باشد.

[۲] در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت دراعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

	ردیف	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hsd} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hsd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	مثال‌های نمونه
اجزای با دو لبه مشکی	۲	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	
		بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق	b/t			
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود	$\frac{h}{t}$			
	۵	جان مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۶	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند	h/t_w	برای $C_a \le 0.125$: $2.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.75C_a)$؛ برای $C_a > 0.125$: $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a)$	برای $C_a \le 0.125$: $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-2.75C_a)$؛ برای $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند	h/t			
		جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند	h/t	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ که در آن	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ که در آن	
	۷	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	کاربرد ندارد.	$0.94\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۸	جان مقاطع لوله‌ای	D/t	$0.044\frac{E}{F_y}$ [۴]	$0.038\frac{E}{F_y}$	
	۹	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل پرشده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۱۰	جدارهای مقاطع توخالی دایره‌ای شکل پرشده با بتن	D/t	$0.15\frac{E}{F_y}$	$0.07\frac{E}{F_y}$	

[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1.12\sqrt{E/F_y}$ محدود شود.

[۴] در صورتی‌که مقاطع توخالی دایره‌ای شکل به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، نسبت قطر به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری متوسط می‌تواند به $0.07E/F_y$ محدود شود.

پرسش ۵-۱ با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۴۰۱، استاندارد ۲۸۰۰ و سایر منابع موارد زیر را بررسی کنید :

الف) شکل‌پذیری در سطح مصالح، تلاش‌های داخلی، عضو و سازه چیست و چگونه محاسبه می‌شود؟

ب) انواع شکل‌پذیری سازه‌ای و محدوده هر یک را ذکر کنید.

ج) چرا شکل‌پذیری برای سازه لازم است؟

د) شکل‌پذیری چگونه در طراحی منظور می‌شود؟

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

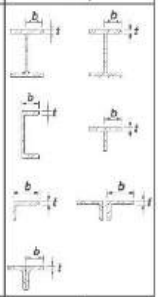
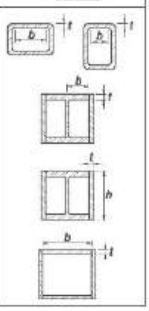
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{hd} Highly Ductile Members	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{md} Moderately Ductile Members	Example
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	not applicable	$0.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Stems of tees	d/t	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ [a]	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS used as diagonal braces Flanges of boxed I-shaped sections Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces Flanges of built-up box shapes used as link beams	b/t b/t h/t b/t	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

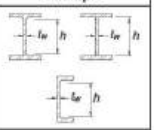
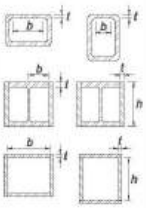
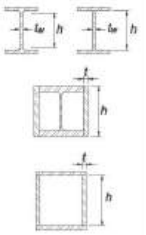
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{hd} Highly Ductile Members	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{md} Moderately Ductile Members	Example
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes	b/t h/t	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.18\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels [b] 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w h/t h/t	For $C_a \le 0.114$: $2.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-1.04C_a)$ For $C_a > 0.114$: $0.88\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.68-C_a) \ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD), $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD), $P_y = R_yF_yA_g$	For $C_a \le 0.114$: $3.96\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-3.04C_a)$ For $C_a > 0.114$: $1.29\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.12-C_a) \ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD), $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD), $P_y = R_yF_yA_g$	

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

[a] For tee-shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee shall be $0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where either of the following conditions are satisfied:

(1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem.

(2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem.

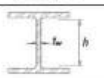
[b] For I-shaped beams in SMF systems, where C_a is less than or equal to 0.114, the limiting ratio h/t_w shall not exceed $2.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$. For I-shaped beams in intermediate moment frame (IMF) systems, where C_a is less than or equal to 0.114, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed $3.96\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$.

[c] The limiting diameter-to-thickness ratio of round HSS members used as beams or columns shall not exceed $0.077\frac{E}{R_yF_y}$.

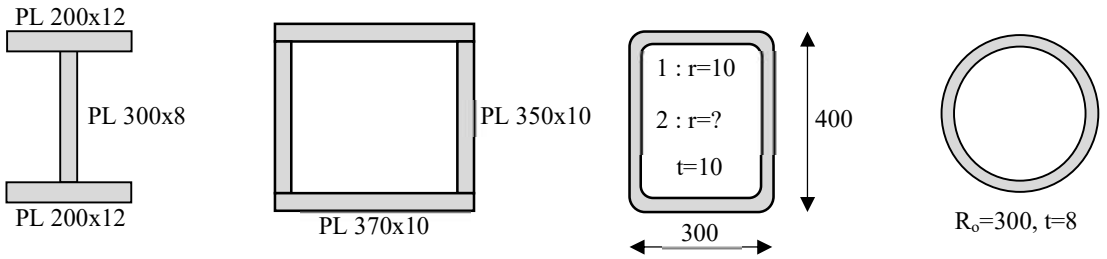
where

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)
P_a = required axial strength using ASD load combinations, kips (N)
P_u = required axial strength using LRFD load combinations, kips (N)
R_y = ratio of the expected yield stress to the specified minimum yield stress
ϕ_c = resistance factor for compression
Ω_c = safety factor for compression

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{hd} Highly Ductile Members	Limiting Width-to-Thickness Ratio: λ_{md} Moderately Ductile Members	Example
Stiffened Elements	Webs of built-up box sections used as EBF links	h/t	$0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.75\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	not applicable	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Walls of round HSS	D/t	$0.053\frac{E}{R_yF_y}$	$0.062\frac{E}{R_yF_y}$ [c]	
Composite	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.085\frac{E}{R_yF_y}$	$0.17\frac{E}{R_yF_y}$	

مثال ۵-۱ مقاطع زیر تحت اثر لنگر خمشی قرار دارند. از نظر کمانش موضعی، نوع مقاطع را مشخص کنید. فولاد مصرفی S235 می‌باشد.



۴-۵ نظریه خمش خمیری

یک تیر ساده با مقطع I شکل تحت بار قائم در وسط دهانه را در نظر بگیرید. با افزایش بار، تنش در ارتفاع مقطع افزایش می‌یابد. از درس مقاومت مصالح به یاد داریم که بیشترین تنش در مقطع تحت خمش، در دورترین تارهای مقطع (فشاری یا کششی) بوجود می‌آید. تازمانیکه تنش بیشینه مقطع تیر کمتر از تنش تسلیم برسد، مقطع رفتار ارتجاعی دارد و با برداشتن بار، به حالت اولیه خود باز می‌گردد. بیشترین لنگری که مقطع در محدوده ارتجاعی تحمل می‌کند، لنگر تسلیم نام دارد و از رابطه (۴-۱) به‌دست می‌آید :

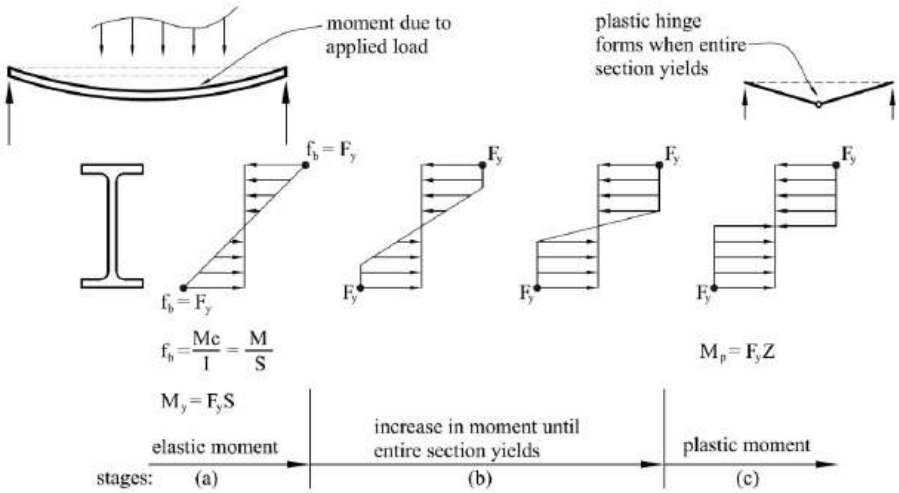
$$M_y = F_y S_{min} \qquad (۴-۱)$$

با افزایش بیشتر بار، نقاط دیگر مقطع نیز به تنش تسلیم می‌رسند و مقطع وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شود. در این حالت مقطع شکل اولیه خود را از دست می‌دهد و در صورت باربرداری، در آن کرنش پسماند باقی می‌ماند.

در حالتی که تقریباً تمام مقطع به تنش تسلیم برسد، مقطع وارد محدود خمیری می‌شود و در لحظه تسلیم تمام تارهای مقطع، بیشترین لنگری قابل تحمل آن اتفاق می‌افتد. این لنگر، لنگر خمیری نامیده می‌شود و از رابطه (۴-۲) به دست می‌آید :

$$M_p = F_y Z \qquad (۴-۲)$$

حالت خمیری در مقطعی از عضو رخ می‌دهد که بیشترین تنش را دارد. در یک تیر دوسر مفصل تحت بار متمرکز در وسط، بیشترین تنش در وسط مقطع رخ می دهد که بیشترین لنگر را دارد. در اینصورت در مقطع مفصل خمیری ایجاد می شود و چون تیر معین بوده است، دچار ناپایداری می‌شود. در تیرهای نامعین بایستی به تعداد درجه نامعینی، مفصل خمیری ایجاد شود تا تیر ناپایدار گردد. این موضوع یکی از مزیت‌های سازه‌های نامعین نسبت به سازه‌های معین است.



شکل ۴-۱ توزیع کرنش و تنش در مقطع تحت خمش

یادآور می‌شود در بحث‌های تحلیلی عموماً با سه نوع مفصل مواجه می‌شویم :

۱- مفصل سازه‌ای : در نقاطی از مقطع لنگر قابل تحمل صفر است و دایره توخالی نشان داده می‌شود.

۲- مفصل خمیری : نقاطی که در آن، کل مقطع دچار تسلیم می‌شود و لنگر در آن نقطه برابر لنگر خمیری می‌باشد. این نقاط با دایره توپر نشان داده می‌شود.

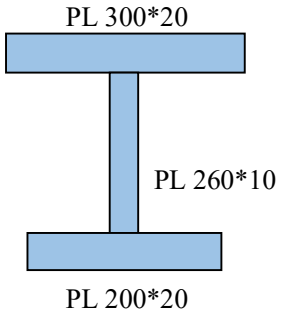
۳- مفصل مجازی : در نقاطی از سازه به علت نوع بارگذاری، لنگر بوجود آمده در مقطعی از عضو صفر می‌شود. این نقاط با دایره توخالی خط چین در نمودار لنگر مشخص می‌شوند.

مثال ۵-۲ به کمک روابط مقطع مستطیل و دایره، اساس الاستیک و پلاستیک مقاطع زیر را به‌دست آورید.

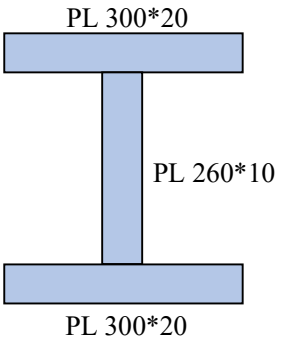
الف) قوطی به ابعاد $b=200\ mm$، $h=300\ mm$ و ضخامت $t=25\ mm$.

ب) لوله به قطر خارجی $D_o=600\ mm$ و ضخامت $t=30\ mm$.

مثال ۵-۳ مقطع زیر تحت اثر لنگر خمشی مثبت حول محور x می‌باشد. ابتدا نوع مقطع را از منظر کمانش موضعی بررسی کنید. سپس لنگر ارتجاعی و خمیری آن را تعیین نمایید. فولاد مصرفی S275 است.



مثال ۵-۴ نمودار لنگر انحنای مقطع مقابل را ترسیم نمایید. فولاد مصرفی S275 می‌باشد.



۵-۵ ضریب اصلاح کمانش جانبی - پیچشی(ضریب یکنواختی لنگر C_b)

ضریب C_b اثر تغییرات لنگر خمشی در فاصله بین تکیه‌گاه‌های جانبی را در محاسبات لحاظ می‌کند و از رابطه (۴-۳) به‌دست می‌آید. در حالت های خاص این ضریب مطابق جدول (۴-۲) است.

The lateral-torsional buckling modification factor, C_b, for nonuniform moment diagrams when both ends of the segment are braced is determined as follows:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad \text{(F1-1)}$$

where

M_{max} = absolute value of maximum moment in the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

M_A = absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

M_B = absolute value of moment at centerline of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

M_C = absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

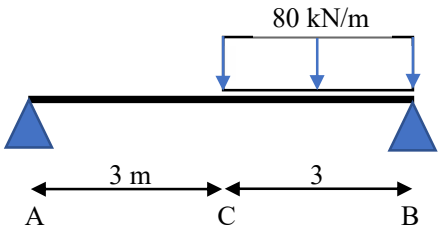
User Note: For doubly symmetric members with no transverse loading between brace points, Equation F1-1 reduces to 1.0 for the case of equal end moments of opposite sign (uniform moment), 2.27 for the case of equal end moments of the same sign (reverse curvature bending), and to 1.67 when one end moment equals zero. For singly symmetric members, a more detailed analysis for C_b is presented in the Commentary. The Commentary provides additional equations for C_b that provide improved characterization of the effects of a variety of member boundary conditions.

For cantilevers where warping is prevented at the support and where the free end is unbraced, $C_b = 1.0$.

جدول ۴-۲ حالت های خاص در تعیین C_b

C_b از رابطه (۱۹-٤)	تغییرات لنگر در طول L_b
۱	M M
۱/۱۳۶	M
۱/۳۱۶	M $-M$ $-M$
۲/۲۷۳	$+M$ $-M$
۱/۳۱۶	$+M$
۱/۶۶۷	M
۱	M
۱/۲۵	M $0.5\,M$
۱/۹۲۳	M $-M$ $-M$
$\frac{۱۲/۵}{۱۱-۱/۵\alpha}$	M $-\alpha M$ $-\alpha M$ $\alpha \le 1$
$\alpha \ge \frac{۱}{۳} \rightarrow C_b = \frac{۱۲/۵}{۱+۸/۵\alpha}$ $\alpha \le \frac{۱}{۳} \rightarrow C_b = \frac{۱۲/۵}{۴-۰/۵\alpha}$	αM $-M$ $-M$ $\alpha \le 1$
۱/۳	M

مثال ۵-۵ ضریب یکنواختی لنگر C_b طراحی تیر AB به‌دست آورید. تیر در تکیه‌گاه‌ها و وسط دارای مهار جانبی است.



۵-۶ مقاومت خمشی عضو طبق آیین نامه

مقاومت طرح اعضای خمشی برابر $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت $\phi_b = 0.9$ است.

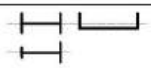
معیارهای حاکم برای طراحی اعضای خمشی به صورت زیر تعریف می‌شود :

۱- حالت حدی تسلیم (Y) ۲- کمانش موضعی بال و جان مقطع (FLB, WLB) ۳- کمانش جانبی – پیچشی (LTB).

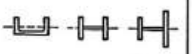
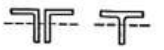
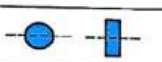
M_n مقاومت خمشی اسمی عضو است و برابر با کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی فوق است. آیین‌نامه مطابق جدول (۴-۱) حالت های حدی که بایستی برای تعیین M_n هر مقطع در نظر بگیریم، مشخص نموده است.

جدول ۴-۱ حالات حدی حاکم بر هر مقطع در تعیین M_n

TABLE USER NOTE F1.1
Selection Table for the Application of Chapter F Sections

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC, S	Y, FLB, WLB, LTB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB, WLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes, other than single angles	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, CFY = compression flange yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender, N/A = not applicable

مقطع عضو خمشی	لاغری بال	لاغری جان	حالت یا حالت‌های حدی
	فشرده	فشرده	تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی
	غیرفشرده و لاغر	فشرده	کمانش جانبی- پیچشی و کمانش موضعی بال
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	غیرفشرده	تسلیم و کمانش جانبی- پیچشی و کمانش موضعی بال
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	فشرده و غیرفشرده	تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال و تسلیم کششی بال
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	لاغر	تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال و تسلیم کششی بال
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	کاربرد ندارد	تسلیم و کمانش موضعی بال
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	فشرده، غیرفشرده و لاغر	تسلیم، کمانش موضعی بال، کمانش موضعی جان و کمانش جانبی- پیچشی
	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم و کمانش موضعی
	فشرده، غیرفشرده و لاغر	فشرده، غیرفشرده و لاغر	تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان
	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی و کمانش موضعی ساق
	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم و کمانش جانبی- پیچشی
مقاطع نامتقارن به‌غیر از نبشی تک	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	کلیهٔ حالت‌های حدی

در ادامه روابط محاسباتی آیین‌نامه برای هر یک از حالات حدی ارایه می‌شود.

۵-۶-۱ حالت F2 :

الف - مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و خمش حول محور قوی

ب – مقطع ناودانی فشرده و خمش حول محور قوی

The nominal flexural strength, M_n, shall be the lower value obtained according to the limit states of yielding (plastic moment) and lateral-torsional buckling.

1. Yielding

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad \text{(F2-1)}$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)

Z_x = plastic section modulus about the x-axis, in.^{3} (mm^3)

2. Lateral-Torsional Buckling

(a) When $L_b \le L_p$, the limit state of lateral-torsional buckling does not apply.

(b) When $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(F2-2)}$$

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p \qquad \text{(F2-3)}$$

where

L_b = length between points that are either braced against lateral displacement of the compression flange or braced against twist of the cross section, in. (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad \text{(F2-4)}$$

= critical stress, ksi (MPa)

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)

J = torsional constant, in.^{4} (mm^4)

S_x = elastic section modulus taken about the x-axis, in.^{3} (mm^3)

h_o = distance between the flange centroids, in. (mm)

L_p, the limiting laterally unbraced length for the limit state of yielding, in. (mm), is:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{(F2-5)}$$

L_r, the limiting unbraced length for the limit state of inelastic lateral-torsional buckling, in. (mm), is:

$$L_r = 1.95 r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad \text{(F2-6)}$$

where

r_y = radius of gyration about y-axis, in. (mm)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \qquad \text{(F2-7)}$$

and the coefficient c is determined as follows:

(1) For doubly symmetric I-shapes

$$c = 1 \qquad \text{(F2-8a)}$$

(2) For channels

$$c = \frac{h_o}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \qquad \text{(F2-8b)}$$

where

I_y = moment of inertia about the y-axis, in.^{4} (mm^4)

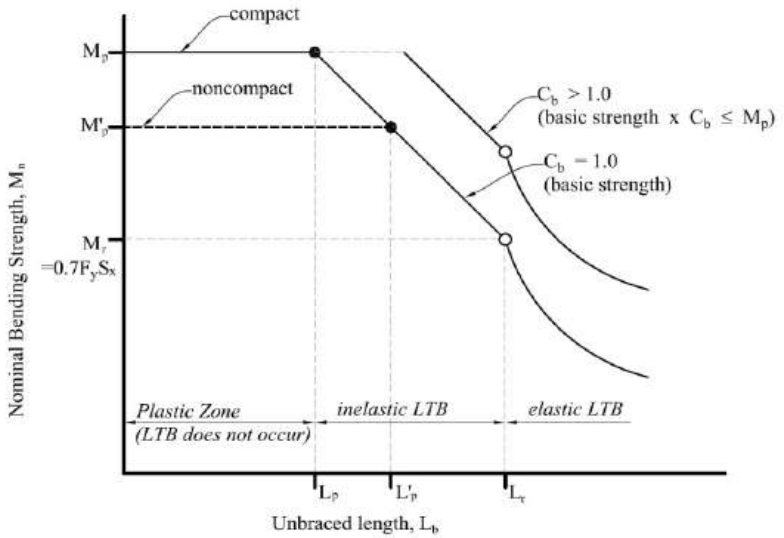
User Note:

For doubly symmetric I-shapes with rectangular flanges, $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$, and thus, Equation F2-7 becomes

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

r_{ts} may be approximated accurately and conservatively as the radius of gyration of the compression flange plus one-sixth of the web:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{ht_w}{b_f t_f}\right)}}$$



۵-۶-۲ حالت F3 : اعضای خمشی با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن با جان فشرده و بال های غیر فشرده یا لاغر و خمش حول محور قوی

The nominal flexural strength, M_n, shall be the lower value obtained according to the limit states of lateral-torsional buckling and compression flange local buckling.

1. Lateral-Torsional Buckling

For lateral-torsional buckling, the provisions of Section F2.2 shall apply.

2. Compression Flange Local Buckling

(a) For sections with noncompact flanges

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad \text{(F3-1)}$$

(b) For sections with slender flanges

$$M_n = \frac{0.9Ek_cS_x}{\lambda^2} \qquad \text{(F3-2)}$$

where

$k_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ and shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes

h = distance as defined in Section B4.1b, in. (mm)

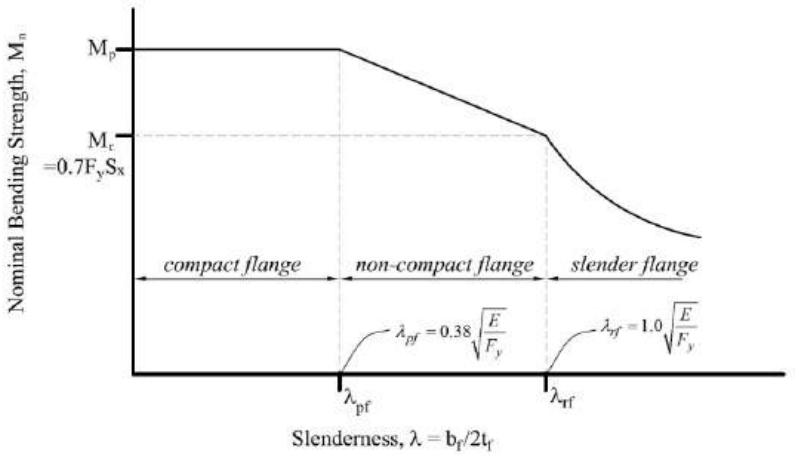
$\lambda = \dfrac{b_f}{2t_f}$

b_f = width of the flange, in. (mm)

t_f = thickness of the flange, in. (mm)

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ is the limiting slenderness for a compact flange, defined in Table B4.1b

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ is the limiting slenderness for a noncompact flange, defined in Table B4.1b



۵-۶-۳ حالت F4 : سایر مقاطع I شکل با یک محور تقارن با جان فشرده یا غیرفشرده و بال‌های فشرده، غیرفشرده یا لاغر و خمش حول محور قوی

1. Compression Flange Yielding

$$M_n = R_{pc} M_{yc} \tag{F4-1}$$

where

$M_{yc} = F_y S_{xc}$ = yield moment in the compression flange, kip-in. (N-mm)
R_{pc} = web plastification factor, determined in accordance with Section F4.2(c)(6)
S_{xc} = elastic section modulus referred to compression flange, in.^{3} (mm^3)

2. Lateral-Torsional Buckling

(a) When $L_b \le L_p$, the limit state of lateral-torsional buckling does not apply.

(b) When $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le R_{pc} M_{yc} \tag{F4-2}$$

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \tag{F4-3}$$

where

(1) M_{yc}, the yield moment in the compression flange, kip-in. (N-mm), is:

$$M_{yc} = F_y S_{xc} \tag{F4-4}$$

(2) F_{cr}, the critical stress, ksi (MPa), is:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \tag{F4-5}$$

For $\frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.23$, J shall be taken as zero,

where

I_{yc} = moment of inertia of the compression flange about the y-axis, in.^{4} (mm^4)

(3) F_L, nominal compression flange stress above which the inelastic buckling limit states apply, ksi (MPa), is determined as follows:

(i) When $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7$

$$F_L = 0.7 F_y \tag{F4-6a}$$

(ii) When $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.5 F_y \tag{F4-6b}$$

where

S_{xt} = elastic section modulus referred to tension flange, in.^{3} (mm^3)

(4) L_p, the limiting laterally unbraced length for the limit state of yielding, in. (mm) is:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{F4-7}$$

(5) L_r, the limiting unbraced length for the limit state of inelastic lateral-torsional buckling, in. (mm), is:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \tag{F4-8}$$

(6) R_{pc}, the web plastification factor, is determined as follows:

(i) When $I_{yc}/I_y > 0.23$

(a) When $\frac{h_c}{t_w} \le \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(F4-9a)}$$

(b) When $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \le \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(F4-9b)}$$

(ii) When $I_{yc}/I_y \le 0.23$

$$R_{pc} = 1.0 \qquad \text{(F4-10)}$$

where

$M_p = F_y Z_x \le 1.6 F_y S_x$

h_c = twice the distance from the centroid to the following: the inside face of the compression flange less the fillet or corner radius, for rolled shapes; the nearest line of fasteners at the compression flange or the inside faces of the compression flange when welds are used, for built-up sections, in. (mm)

$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$, the limiting slenderness for a compact web, given in Table B4.1b

$\lambda_{rw} = \lambda_r$, the limiting slenderness for a noncompact web, given in Table B4.1b

(7) r_t, the effective radius of gyration for lateral-torsional buckling, in. (mm), is determined as follows:

(i) For I-shapes with a rectangular compression flange

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}} \qquad \text{(F4-11)}$$

where

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad \text{(F4-12)}$$

b_{fc} = width of compression flange, in. (mm)

t_{fc} = thickness of compression flange, in. (mm)

t_w = thickness of web, in. (mm)

(ii) For I-shapes with a channel cap or a cover plate attached to the compression flange

r_t = radius of gyration of the flange components in flexural compression plus one-third of the web area in compression due to application of major axis bending moment alone, in. (mm)

3. Compression Flange Local Buckling

(a) For sections with compact flanges, the limit state of local buckling does not apply.

(b) For sections with noncompact flanges

$$M_n = R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad \text{(F4-13)}$$

(c) For sections with slender flanges

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \qquad \text{(F4-14)}$$

where

F_L is defined in Equations F4-6a and F4-6b

R_{pc} is the web plastification factor, determined by Equation F4-9a, F4-9b or F4-10

$k_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ and shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes

$\lambda = \dfrac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, the limiting slenderness for a compact flange, defined in Table B4.1b

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, the limiting slenderness for a noncompact flange, defined in Table B4.1b

4. Tension Flange Yielding

(a) When $S_{xt} \geq S_{xc}$, the limit state of tension flange yielding does not apply.

(b) When $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(F4-15)}$$

where

$M_{yt} = F_y S_{xt}$ = yield moment in the tension flange, kip-in. (N-mm)

R_{pt}, the web plastification factor corresponding to the tension flange yielding limit state, is determined as follows:

(1) When $I_{yc}/I_y > 0.23$

(i) When $\dfrac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(F4-16a)}$$

(ii) When $\dfrac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(F4-16b)}$$

(2) When $I_{yc}/I_y \leq 0.23$

$$R_{pt} = 1.0 \qquad \text{(F4-17)}$$

where

$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x$

$\lambda = \dfrac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$, the limiting slenderness for a compact web, defined in Table B4.1b

$\lambda_{rw} = \lambda_r$, the limiting slenderness for a noncompact web, defined in Table B4.1b

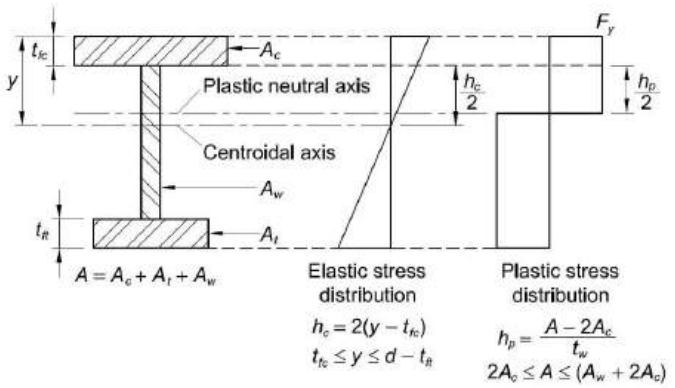


Fig. C-F4.1. Elastic and plastic stress distributions.

$$\left\{\begin{aligned} &\lambda = \frac{h_c}{t_w} \\ &S_{xc} = \frac{I_x}{y};\quad S_{xt} = \frac{I_x}{d-y} \\ &M_{yc} = F_y S_{xc};\quad M_{yt} = F_y S_{xt} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(C-F4-1)}$$

$$\left\{\begin{aligned} &\lambda_{pw} = \frac{\dfrac{h_c}{h_p}\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}}{\left[\dfrac{0.54M_p}{M_y} - 0.09\right]^2} \leq 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &\lambda_{rw} = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(C-F4-2)}$$

۵-۶-۴ حالت F6 : مقطع I شکل و ناودانی، خمش حول محور ضعیف

F6. I-SHAPED MEMBERS AND CHANNELS BENT ABOUT THEIR MINOR AXIS

This section applies to I-shaped members and channels bent about their minor axis.

The nominal flexural strength, M_n, shall be the lower value obtained according to the limit states of yielding (plastic moment) and flange local buckling.

1. Yielding

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \qquad \text{(F6-1)}$$

where

S_y = elastic section modulus taken about the y-axis, in.^{3} (mm^3)
Z_y = plastic section modulus taken about the y-axis, in.^{3} (mm^3)

2. Flange Local Buckling

(a) For sections with compact flanges, the limit state of flange local buckling does not apply.

(b) For sections with noncompact flanges

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad \text{(F6-2)}$$

(c) For sections with slender flanges

$$M_n = F_{cr} S_y \qquad \text{(F6-3)}$$

where

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2} \qquad \text{(F6-4)}$$

b = for flanges of I-shaped members, half the full flange width, b_f; for flanges of channels, the full nominal dimension of the flange, in. (mm)
t_f = thickness of the flange, in. (mm)
$\lambda = \frac{b}{t_f}$
$\lambda_{pf} = \lambda_p$, the limiting slenderness for a compact flange, defined in Table B4.1b
$\lambda_{rf} = \lambda_r$, the limiting slenderness for a noncompact flange, defined in Table B4.1b

۵-۶-۵ حالت F7 : مقطع قوطی شکل و خمش حول محورهای قوی یا ضعیف

F7. SQUARE AND RECTANGULAR HSS AND BOX SECTIONS

This section applies to square and rectangular HSS, and box sections bent about either axis, having compact, noncompact or slender webs or flanges, as defined in Section B4.1 for flexure.

The nominal flexural strength, M_n, shall be the lowest value obtained according to the limit states of yielding (plastic moment), flange local buckling, web local buckling, and lateral-torsional buckling under pure flexure.

1. Yielding

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad \text{(F7-1)}$$

where

Z = plastic section modulus about the axis of bending, in.^{3} (mm^3)

2. Flange Local Buckling

(a) For compact sections, the limit state of flange local buckling does not apply.

(b) For sections with noncompact flanges

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left(3.57\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0\right) \le M_p \qquad \text{(F7-2)}$$

where

S = elastic section modulus about the axis of bending, in.^{3} (mm^3)

b = width of compression flange as defined in Section B4.1b, in. (mm)

(c) For sections with slender flanges

$$M_n = F_y S_e \qquad \text{(F7-3)}$$

where

S_e = effective section modulus determined with the effective width, b_e, of the compression flange taken as:

(1) For HSS

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{0.38}{b/t_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le b \qquad \text{(F7-4)}$$

(2) For box sections

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{0.34}{b/t_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le b \qquad \text{(F7-5)}$$

3. Web Local Buckling

(a) For compact sections, the limit state of web local buckling does not apply.

(b) For sections with noncompact webs

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left(0.305\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right) \le M_p \qquad \text{(F7-6)}$$

where

h = depth of web, as defined in Section B4.1b, in. (mm)

(c) For sections with slender webs

(1) Compression flange yielding

$$M_n = R_{pg} F_y S \qquad \text{(F7-7)}$$

(2) Compression flange local buckling

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \qquad \text{(F7-8)}$$

and

$$F_{cr} = \frac{0.9 E k_c}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2} \qquad \text{(F7-9)}$$

where

R_{pg} is defined by Equation F5-6 with $a_w = 2ht_w/(bt_f)$

$k_c = 4.0$

User Note: When Equation F7-9 results in the stress, F_{cr}, being greater than F_y, member strength will be limited by one of the other limit states in Section F7.

User Note: There are no HSS with slender webs.

4. Lateral-Torsional Buckling

(a) When $L_b \le L_p$, the limit state of lateral-torsional buckling does not apply.

(b) When $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(F7-10)}$$

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = 2EC_b\frac{\sqrt{JA_g}}{L_b/r_y} \le M_p \qquad \text{(F7-11)}$$

where

A_g = gross cross-sectional area of member, in.^{2} (mm^2)

L_p, the limiting laterally unbraced length for the limit state of yielding, in. (mm), is:

$$L_p = 0.13Er_y\frac{\sqrt{JA_g}}{M_p} \qquad \text{(F7-12)}$$

L_r, the limiting laterally unbraced length for the limit state of inelastic lateral-torsional buckling, in. (mm), is:

$$L_r = 2Er_y\frac{\sqrt{JA_g}}{0.7F_y S_x} \qquad \text{(F7-13)}$$

User Note: Lateral-torsional buckling will not occur in square sections or sections bending about their minor axis. In HSS sizes, deflection will usually control before there is a significant reduction in flexural strength due to lateral-torsional buckling. The same is true for box sections, and lateral-torsional buckling will usually only be a consideration for sections with high depth-to-width ratios.

۵-۶-۶ حالت F8 : مقطع لوله‌ای شکل

F8. ROUND HSS

This section applies to round HSS having D/t ratios of less than $\frac{0.45E}{F_y}$.

The nominal flexural strength, M_n, shall be the lower value obtained according to the limit states of yielding (plastic moment) and local buckling.

1. Yielding

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad \text{(F8-1)}$$

2. Local Buckling

(a) For compact sections, the limit state of flange local buckling does not apply.

(b) For noncompact sections

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y\right] S \qquad \text{(F8-2)}$$

(c) For sections with slender walls

$$M_n = F_{cr} S \qquad \text{(F8-3)}$$

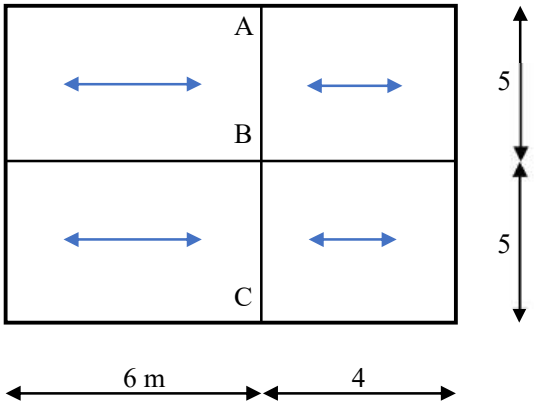
where

D = outside diameter of round HSS, in. (mm)

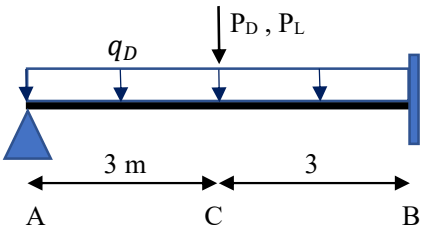
$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\left(\frac{D}{t}\right)} \qquad \text{(F8-4)}$$

t = design wall thickness of HSS member, in. (mm)

مثال ۵-۶ بار مرده و زنده در سقف یک طبقه از ساختمانی مطابق شکل زیر، به ترتیب برابر 700 و 400 کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. تیر BC را از مقطع IPE (فولاد S235) طرح کنید. لنگر ناشی از بار زلزله در دو انتهای تیر برابر 50 kN.m می‌باشد.



مثال ۵-۷ در شرایط زیر مقطع تیر AB را از پروفیل IPB طراحی کنید.
فولاد مصرفی S235 است.



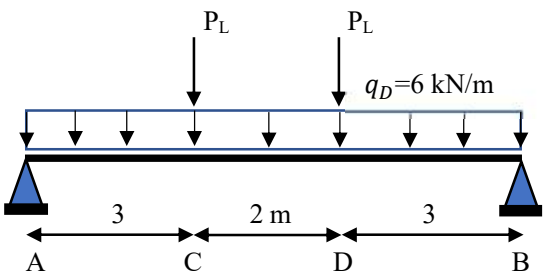
$$q_D = 25\,\frac{kN}{m}, \qquad P_L = 80\ kN, \qquad P_D = 40\ kN$$

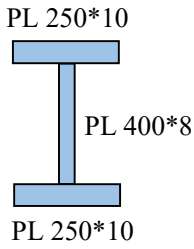
الف) تیر در سرتاسر خود دارای مهار جانبی باشد.

ب) تیر در تکیه‌گاه‌ها و وسط دارای مهار جانبی باشد.

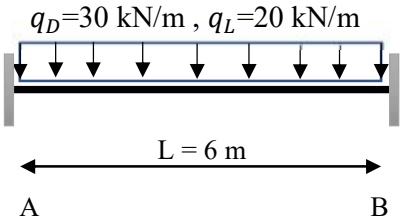
ج) تیر فقط در تکیه گاه مهار جانبی داشته باشد.

مثال ۵-۸ برای تیر با مقطع داده شده، حداکثر بار زنده قابل تحمل را تعیین نمایید. فولاد مصرفی S275 است. تیر در کل طول دارای مهار جانبی پیوسته است.





مثال ۵-۹ تیر دو سر گیردار تحت بارهای داده‌شده را از مقطع لوله‌ای به ضخامت t=5 mm طرح کنید. فولاد مصرفی S355 است.



۵-۷ کنترل برش

طراحی سازه‌های فولادی عمدتاً براساس معیار خمش انجام می‌گیرد و پس از آن معیار برش کنترل می‌گردد. البته در مورد تیرهای با دهانه کوتاه و دارای بار زیاد و یا تیرهای با جان نازک ممکن است طراحی براساس معیار برش بحرانی‌تر گردد.

مقاومت طرح برشی اعضا برابر $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت همواره $\phi_v = 0.9$ می‌باشد به جز مقاطع I شکل نورد شده با نسبت $\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که برای آن‌ها $\phi_v = 1$ است.

هم چنین، V_n مقاومت برشی اسمی مقطع است که برای مقاطع لوله‌ای و غیرلوله‌ای به صورت جداگانه تعیین می‌گردد.

G1. GENERAL PROVISIONS

The design shear strength, $\phi_v V_n$, and the allowable shear strength, V_n/Ω_v, shall be determined as follows:

(a) For all provisions in this chapter except Section G2.1(a)

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) The nominal shear strength, V_n, shall be determined according to Sections G2 through G7.

G2. I-SHAPED MEMBERS AND CHANNELS

1. Shear Strength of Webs without Tension Field Action

The nominal shear strength, V_n, is:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_{v1} \qquad \text{(G2-1)}$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)
A_w = area of web, the overall depth times the web thickness, dt_w, in.^{2} (mm^2)

(a) For webs of rolled I-shaped members with $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

and

$$C_{v1} = 1.0 \qquad \text{(G2-2)}$$

where

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
h = clear distance between flanges less the fillet at each flange, in. (mm)
t_w = thickness of web, in. (mm)

(b) For all other I-shaped members and channels

(1) The web shear strength coefficient, C_{v1}, is determined as follows:

(i) When $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_vE/F_y}$

$$C_{v1} = 1.0 \qquad \text{(G2-3)}$$

where

h = for built-up welded sections, the clear distance between flanges, in. (mm)
= for built-up bolted sections, the distance between fastener lines, in. (mm)

(ii) When $h/t_w > 1.10\sqrt{k_vE/F_y}$

$$C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_vE/F_y}}{h/t_w} \qquad \text{(G2-4)}$$

$$k_v = \begin{cases} 4.00 + \dfrac{5.34}{(a/h)^2} & \text{for } a/h \leq 1 \\ 5.34 + \dfrac{4.00}{(a/h)^2} & \text{for } a/h > 1 \end{cases} \qquad \text{(C-G2-1)}$$

(2) The web plate shear buckling coefficient, k_v, is determined as follows:

(i) For webs without transverse stiffeners

$$k_v = 5.34$$

(ii) For webs with transverse stiffeners

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \text{(G2-5)}$$

$$= 5.34 \text{ when } a/h > 3.0$$

where

a = clear distance between transverse stiffeners, in. (mm)

2. Shear Strength of Interior Web Panels with $a/h \le 3$ Considering Tension Field Action

The nominal shear strength, V_n, is determined as follows:

(a) When $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$V_n = 0.6F_yA_w \qquad \text{(G2-6)}$$

(b) When $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

(1) When $2A_w/(A_{fc}+A_{ft}) \le 2.5$, $h/b_{fc} \le 6.0$ and $h/b_{ft} \le 6.0$

$$V_n = 0.6F_yA_w\left[C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right] \qquad \text{(G2-7)}$$

(2) Otherwise

$$V_n = 0.6F_yA_w\left[C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\left[a/h+\sqrt{1+(a/h)^2}\right]}\right] \qquad \text{(G2-8)}$$

where

The web shear buckling coefficient, C_{v2}, is determined as follows:

(i) When $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v2} = 1.0 \qquad \text{(G2-9)}$$

(ii) When $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v2} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad \text{(G2-10)}$$

(iii) When $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v2} = \frac{1.51k_vE}{(h/t_w)^2F_y} \qquad \text{(G2-11)}$$

A_{fc} = area of compression flange, in.^{2} (mm^2)
A_{ft} = area of tension flange, in.^{2} (mm^2)
b_{fc} = width of compression flange, in. (mm)
b_{ft} = width of tension flange, in. (mm)
k_v is as defined in Section G2.1

The nominal shear strength is permitted to be taken as the larger of the values from Sections G2.1 and G2.2.

G3. SINGLE ANGLES AND TEES

The nominal shear strength, V_n, of a single-angle leg or a tee stem is:

$$V_n = 0.6F_ybtC_{v2} \qquad \text{(G3-1)}$$

where

C_{v2} = web shear buckling strength coefficient, as defined in Section G2.2 with $h/t_w = b/t$ and $k_v = 1.2$
b = width of the leg resisting the shear force or depth of the tee stem, in. (mm)
t = thickness of angle leg or tee stem, in. (mm)

G4. RECTANGULAR HSS, BOX SECTIONS, AND OTHER SINGLY AND DOUBLY SYMMETRIC MEMBERS

The nominal shear strength, V_n, is:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_{v2} \tag{G4-1}$$

For rectangular HSS and box sections

A_w = $2ht$, in.^{2} (mm^2)

C_{v2} = web shear buckling strength coefficient, as defined in Section G2.2, with $h/t_w = h/t$ and $k_v = 5$

h = width resisting the shear force, taken as the clear distance between the flanges less the inside corner radius on each side for HSS or the clear distance between flanges for box sections, in. (mm). If the corner radius is not known, h shall be taken as the corresponding outside dimension minus 3 times the thickness.

t = design wall thickness, as defined in Section B4.2, in. (mm)

For other singly or doubly symmetric shapes

A_w = area of web or webs, taken as the sum of the overall depth times the web thickness, dt_w, in.^{2} (mm^2)

C_{v2} = web shear buckling strength coefficient, as defined in Section G2.2, with $h/t_w = h/t$ and $k_v = 5$

h = width resisting the shear force, in. (mm)
= for built-up welded sections, the clear distance between flanges, in. (mm)
= for built-up bolted sections, the distance between fastener lines, in. (mm)

t = web thickness, as defined in Section B4.2, in. (mm)

G5. ROUND HSS

The nominal shear strength, V_n, of round HSS, according to the limit states of shear yielding and shear buckling, shall be determined as:

$$V_n = F_{cr}A_g/2 \tag{G5-1}$$

where

F_{cr} shall be the larger of

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \tag{G5-2a}$$

and

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \tag{G5-2b}$$

but shall not exceed $0.6F_y$

A_g = gross cross-sectional area of member, in.^{2} (mm^2)

D = outside diameter, in. (mm)

L_v = distance from maximum to zero shear force, in. (mm)

t = design wall thickness, in. (mm)

User Note: The shear buckling equations, Equations G5-2a and G5-2b, will control for D/t over 100, high-strength steels, and long lengths. For standard sections, shear yielding will usually control and $F_{cr} = 0.6F_y$.

G6. WEAK-AXIS SHEAR IN DOUBLY SYMMETRIC AND SINGLY SYMMETRIC SHAPES

For doubly and singly symmetric shapes loaded in the weak axis without torsion, the nominal shear strength, V_n, for each shear resisting element is:

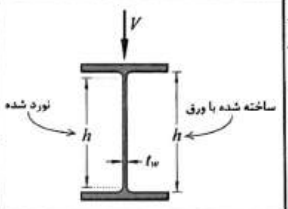
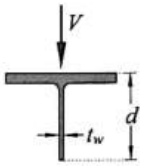
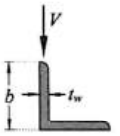
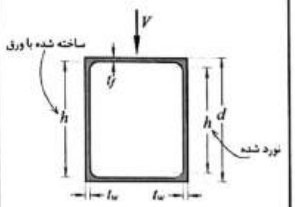
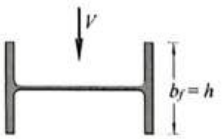
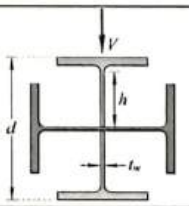
$$V_n = 0.6F_yb_ft_fC_{v2} \tag{G6-1}$$

where

C_{v2} = web shear buckling strength coefficient, as defined in Section G2.2 with $h/t_w = b_f/2t_f$ for I-shaped members and tees, or $h/t_w = b_f/t_f$ for channels, and $k_v = 1.2$

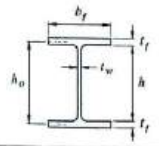
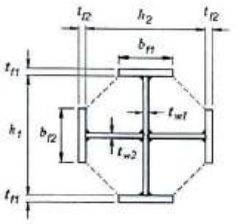
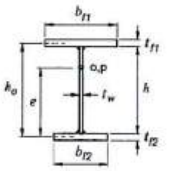
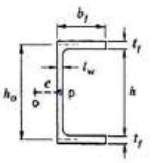
b_f = width of flange, in. (mm)

t_f = thickness of flange, in. (mm)

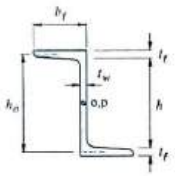
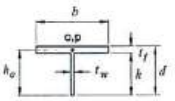
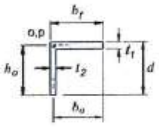
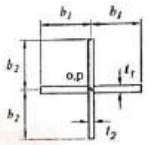
نوع مقطع	شکل	ارتفاع جان (h)	ضریب کمانش برشی (K_v)	مساحت جان (A_w)
خمش حول محور قوی مقاطع I-شکل و ناودانی با جان بدون سخت کننده عرضی		در مقاطع نورد شده، h فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع گردی محل اتصال بال به جان در هر دو سمت است.	$K_v = ۵/۳۴$	$A_w = dt_w$
		در مقاطع ساخته شده از ورق، h فاصله آزاد بین دو بال است.	$K_v = ۵/۳۴$	$A_w = dt_w$
خمش حول محور موازی بال مقاطع سپری		h ارتفاع کلی مقطع است (h = d).	$K_v = ۱/۲$	$A_w = dt_w$
مقاطع نبشی شکل		h برابر با عرض ساق نبشی است (h = b).	$K_v = ۱/۲$	$A_w = bt_w$
مقاطع قوطی شکل		در مقاطع نورد شده: فاصله‌ی خالص بین دو بال منهای شعاع گردی اتصال بال به جان در هر دو سمت (یا ارتفاع کل مقطع منهای سه برابر ضخامت بال) در مقاطع ساخته شده از ورق: فاصله خالص بین دو بال است.	$K_v = ۵$	$A_w = ۲ht_w$
خمش حول محور ضعیف مقاطع		برابر عرض بال منظور می‌شود.	$K_v = ۱/۲$	$A_w = ۲b_f t_f$
مقاطع صلیبی ساخته شده از دو نیمرخ I-شکل		برابر با نصف ارتفاع بیان شده در ردیف اول، برای مقطع I- شکلی که نیروی برشی به موازات جان آن وارد می‌شود.	$K_v = ۵/۳۴$	$A_w = dt_w$

۶-۵ کنترل تغییرمکان تیرها

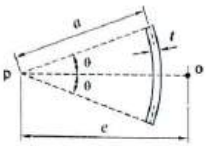
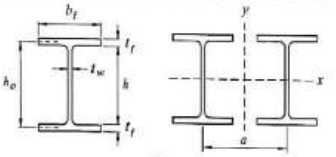
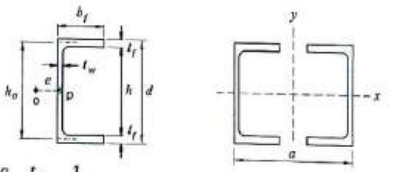
جدول (۶-۴): روابط محاسبهٔ J و C_w برای برخی مقاطع جدار نازک متداول

ردیف	نوع مقطع	روابط J و C_w
۱	I شکل	 $h_o = h + t_f$ $J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + h_o t_w^3\right)$ $C_w = \frac{1}{24} \times h_o^2 t_f b_f^3 \cong \frac{1}{4} I_y h_o^2$
۲	مقطع صلیبی	 $h_{o1} = h_1 + t_{f1}$ $h_{o2} = h_2 + t_{f2}$ $J = \frac{1}{3}\left(2b_{f1} t_{f1}^3 + h_{o1} t_{w1}^3\right)$ $+ \frac{1}{3}\left(2b_{f2} t_{f2}^3 + h_{o2} t_{w2}^3\right)$ $C_w = \frac{1}{24}\left[h_{o1}^2 t_{f1} b_{f1}^3\right]$ $+ \frac{1}{24}\left[h_{o2}^2 t_{f2} b_{f2}^3\right]$
۳	مقطع I شکل دارای یک محور تقارن	 $h_o = h + \frac{1}{2}(t_{f1} + t_{f2})$ $e = \frac{t_{f1} b_{f1}^3}{t_{f1} b_{f1}^3 + t_{f2} b_{f2}^3} \times h_o$ $J = \frac{1}{3}\left(b_{f1} t_{f1}^3 + b_{f2} t_{f2}^3 + h_o t_w^3\right)$ $C_w = \frac{h_o^2}{12} \times \frac{t_{f1} b_{f1}^3 \times t_{f2} b_{f2}^3}{t_{f1} b_{f1}^2 + t_{f2} b_{f2}^2}$
۴	مقطع ناودانی	 $h_o = h + t_f \;,\; b_o = b_f - \frac{1}{2} t_w$ $e = \frac{3b_o^2 t_f}{6b_o t_f + h_o t_w}$ $J = \frac{1}{3}\left[2b_o t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = \frac{t_f b_o^3 h_o^2}{12} \times \frac{3b_o t_f + 2h_o t_w}{6b_o t_f + h_o t_w}$

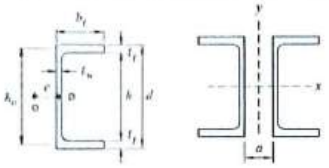
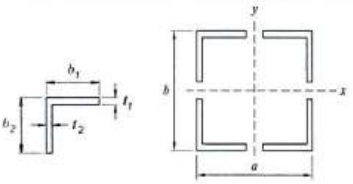
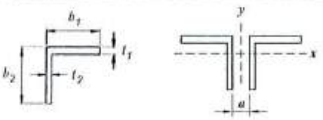
ادامهٔ جدول (۶-۴): روابط محاسبهٔ J و C_w برای برخی مقاطع جدار نازک متداول

ردیف	نوع مقطع	روابط J و C_w
۵	مقطع Z شکل	 $h_o = h + t_f$ $b_o = b_f - \frac{1}{2} t_w$ $J = \frac{1}{3}\left[2b_o t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = \frac{b_o^3 h_o^2}{12(2b_o + h_o)^2} \times$ $\left[2t_f(b_o^2 + b_o h_o + h_o^2) + 3t_w b_o h_o\right]$
۶	مقطع سپری	 $h_o = d - \frac{1}{2} t_f$ $J = \frac{1}{3}\left[b_f t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = \frac{1}{36}\left[\frac{b_f^3 t_f^3}{4} + h_o^3 t_w^3\right]$ $\cong 0$ برای ضخامت‌های کوچک
۷	مقطع نبشی	 $b_o = b_f - \frac{1}{2} t_2$ $h_o = d - \frac{1}{2} t_1$ $J = \frac{1}{3}\left[b_o t_1^3 + h_o t_2^3\right]$ $C_w = \frac{1}{36}\left[b_o^3 t_1^3 + h_o^3 t_2^3\right]$ $\cong 0$ برای ضخامت‌های کوچک
۸	مقطع صلیب	 $J = \frac{2}{3}\left[b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3\right]$ $C_w = \frac{1}{18}\left[b_1^3 t_1^3 + b_2^3 t_2^3\right]$ $\cong 0$ برای ضخامت‌های کوچک

ادامهٔ جدول (۶-۴): روابط محاسبهٔ J و C_w برای برخی مقاطع جدار نازک متداول

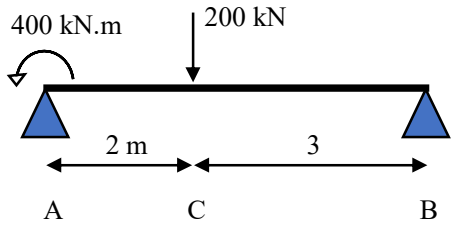
ردیف	نوع مقطع	روابط J و C_w
۹	قطاعی از دایره	 $e = 2a \times \frac{\sin\theta - \theta\cos\theta}{\theta - \sin\theta \times \cos\theta}$ $J = \frac{2at^3}{3} \times \theta$ $C_w = \frac{2ta^5}{3} \times \left[\theta^3 - \frac{6(\sin\theta - \theta\cos\theta)^2}{\theta - \sin\theta \times \cos\theta}\right]$
۱۰	مقطع I شکل دوبل	 $h_o = h + t_f$ $\quad J = \frac{2}{3}\left[2b_f t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = 4\left[I_{yf}\left(\frac{h_o}{2}\right)^2 + A_f\left(\frac{h_o}{2}\right)^2 \times \left(\frac{a}{2}\right)^2\right] + 2I_{xw}\left(\frac{a}{2}\right)^2$ $A_f = b_f t_f \quad I_{yf} = \frac{1}{12} t_f b_f^3 \quad I_{xw} = \frac{1}{12} t_w h_o^3$
۱۱	مقطع ناودانی دوبل روبروی هم	 $e = \frac{a}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{1}{2}(a - t_w)$ $b_o = b_f - \frac{1}{2} t_w$ $h_o = h + t_f = d - t_f$ $J = \frac{2}{3}\left[2b_o t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = \frac{1}{6} t_w h_o^3 e^2 + t_f b_o h_o^2\left(e^2 + e b_o + \frac{b_o^2}{3}\right)$

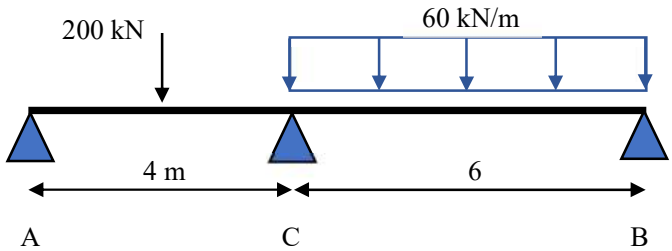
ادامهٔ جدول (۶-۴): روابط محاسبهٔ J و C_w برای برخی مقاطع جدار نازک متداول

ردیف	نوع مقطع	روابط J و C_w
۱۲	مقطع ناودانی دوبل پشت‌به‌پشت	 $b_o = b_f - \frac{1}{2} t_w$ ، $h_o = h + t_f$ و $e = \frac{1}{2}(a + t_w)$ $J = \frac{2}{3}\left[2b_o t_f^3 + h_o t_w^3\right]$ $C_w = \frac{1}{6} t_w h_o^3 e^2 + t_f b_o h_o^2\left(e^2 - e b_o + \frac{b_o^2}{3}\right)$
۱۳	مقطع متشکل از چهار عدد نبشی	 $b_{o1} = b_1 - \frac{1}{2} t_2$ ، $a_o = a - t_2$ و $J = \frac{4}{3}\left[b_{o1} t_1^3 + b_{o2} t_2^3\right]$ $b_{o2} = b_2 - \frac{1}{2} t_1$ ، $b_o = b - t_1$ و $C_w = \frac{1}{3}\left(b_{o1}^3 t_1 b_o^2 + b_{o2}^3 t_2 a_o^2\right)$
۱۴	مقطع متشکل از دو عدد نبشی	 $b_{o1} = b_1 - \frac{1}{2} t_2$ و $b_{o2} = b_2 - \frac{1}{2} t_1$ $J = \frac{2}{3}\left[b_{o1} t_1^3 + b_{o2} t_2^3\right]$ $C_w = \frac{1}{24} b_{o2}^3 t_2 (a + t_2)^2 \cong 0$ برای مقادیر کوچک a

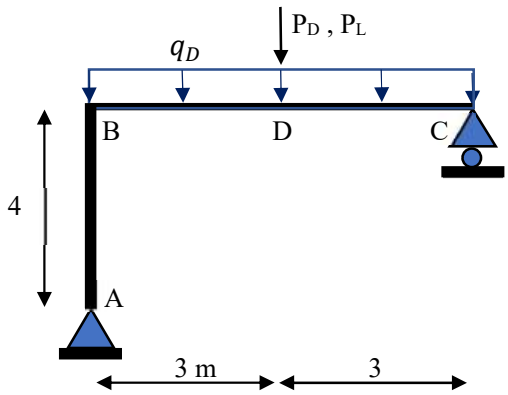
تمرین‌های فصل پنجم

۵-۱ ضریب یکنواختی لنگر C_b را برای تیرهای زیر به‌دست آورید. تیر فقط در نقاط تکیه‌گاهی دارای مهار جانبی است.





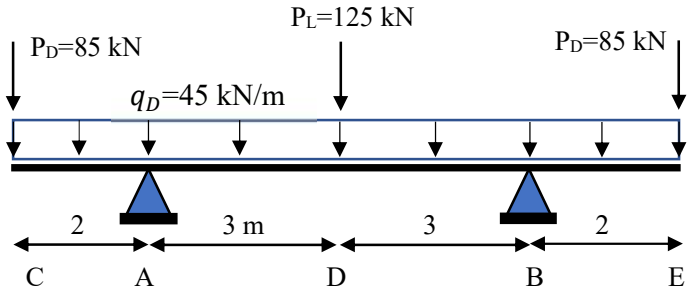
۵-۲ حداکثر ابعاد مقطع قوطی (b و h) ساخته شده از ورق S275 که تحت خمش حول محور افقی است را به‌گونه‌ای به‌دست آورید تا مقطع لاغر نباشد. ضخامت بال و جان مقطع به ترتیب برابر 10 mm و 8 mm است.



۵-۳ مقطع تیر BC را یک بار از پروفیل IPE و بار دیگر از مقطع HSS و نیز مقطع ستون AB را از پروفیل قوطی به ضخامت (5-10 mm) طراحی کنید. فولاد مصرفی S235 است. تیر در وسط و تکیه‌گاه‌ها دارای مهار جانبی است. برش و تغییرمکان را نیز کنترل نمایید.

$$q_D = 40\frac{kN}{m}, \qquad P_D = 50\ kN, \qquad P_L = 100\ kN$$

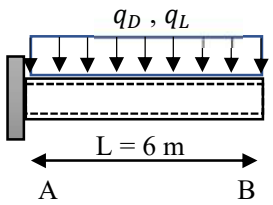
۵-۴ تیر زیر را از پروفیل IPE طراحی کنید (S275). سپس آن را برای برش و تغییرمکان کنترل نمایید. تیر در تکیه‌گاه‌ها و زیر بار متمرکز دارای مهار جانبی می‌باشد.



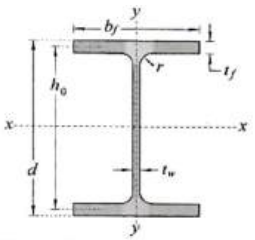
۵-۵ مقدار بار قابل تحمل تیر طره‌ای با مقطع HSS را دوحالت تعیین نمایید. فولاد مصرفی S355 است. ($q_L/q_D = 3$)

الف) مقطع لوله با قطر خارجی $D_o = 500\ mm$ و ضخامت $t = 5\ mm$

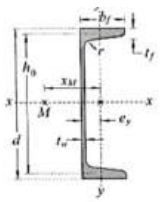
ب) مقطع قوطی مربعی به ضلع $B = H = 250$ mm و ضخامت $t = 5$ mm



پیوست فصل چهارم مشخصات پروفیل های ساختمانی



																		F_y = 2400 kg/cm²		F_y = 3600 kg/cm²	
IPE	d (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	t_w (cm)	r (cm)	A (cm²)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	h_0 (cm)	C_w (cm⁶)	J (cm⁴)	r_{ts} (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)
80	8	4.6	0.52	0.38	0.5	7.64	80.1	8.49	20.0	3.69	22.5	5.75	7.48	118.8	0.56	1.259	54.1	267.2	44.2	184.9
100	10	5.5	0.57	0.41	0.7	10.3	171	15.9	34.2	5.78	37.6	8.99	9.43	353.5	0.88	1.481	63.8	276.3	52.1	194.9
120	12	6.4	0.63	0.44	0.7	13.2	318	27.7	53.0	8.66	58.5	13.42	11.37	895.2	1.37	1.724	74.3	300.0	60.7	214.5
140	14	7.3	0.69	0.47	0.7	16.4	541	44.9	77.3	12.30	85.8	19.08	13.31	1,989	2.04	1.966	84.9	325.7	69.3	235.4
160	16	8.2	0.74	0.5	0.9	20.1	869	68.3	108.6	16.66	119.0	25.79	15.26	3,976	2.82	2.190	94.6	345.4	77.2	252.6
180	18	9.1	0.8	0.53	0.9	23.9	1320	101	146.7	22.20	160.9	34.28	17.20	7,470	3.92	2.434	105.5	373.4	86.1	274.9
200	20	10	0.85	0.56	1.2	28.5	1940	142	194.0	28.40	209.7	43.93	19.15	13,019	5.17	2.647	114.5	393.6	93.5	292.2
220	22	11	0.92	0.59	1.2	33.4	2770	205	251.8	37.27	273.3	57.41	21.08	22,774	7.09	2.929	127.1	430.9	103.8	320.8
240	24	12	0.98	0.62	1.5	39.1	3890	284	324.2	47.33	346.0	72.68	23.02	37,624	9.28	3.176	138.3	458.6	112.9	343.2
270	27	13.5	1.02	0.66	1.5	45.9	5790	420	428.9	62.22	460.5	95.67	25.98	70,871	11.94	3.567	155.2	497.2	126.7	375.9
300	30	15	1.07	0.71	1.5	53.8	8360	604	557.3	80.53	602.1	123.9	28.93	126,379	15.57	3.959	171.9	539.8	140.4	410.8
330	33	16	1.15	0.75	1.8	62.6	11770	788	713.3	98.50	762.8	151.5	31.85	199,841	20.54	4.194	182.1	564.3	148.6	431.2
360	36	17	1.27	0.8	1.8	72.7	16270	1040	903.9	122.4	973.7	188.9	34.73	313,605	28.93	4.470	194.1	603.6	158.5	460.7
400	40	18	1.35	0.86	2.1	84.5	23130	1320	1,157	146.7	1,238	225.6	38.65	492,961	37.43	4.696	202.8	622.8	165.6	478.0
450	45	19	1.46	0.94	2.1	98.8	33740	1680	1,500	176.8	1,624	272.8	43.54	796,207	51.07	4.939	211.6	647.1	172.8	498.4
500	50	20	1.6	1.02	2.1	116	48200	2140	1,928	214.0	2,107	332.2	48.40	1,253,270	71.17	5.183	220.4	676.1	180.0	521.5
550	55	21	1.72	1.11	2.4	134	67120	2670	2,441	254.3	2,662	395.1	53.28	1,894,871	94.74	5.398	229.0	699.0	187.0	540.4
600	60	22	1.9	1.2	2.4	156	92080	3390	3,069	308.2	3,376	480.0	58.10	2,860,829	133.0	5.664	239.2	736.2	195.3	568.5



																				F_y = 2400 kg/cm²		F_y = 3600 kg/cm²	
UNP	d (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	t_w (cm)	r (cm)	A (cm²)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	e_y (cm)	x_M (cm)	S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	y_0 (cm)	Z_y (cm³)	h_0 (cm)	C_w (cm⁶)	J (cm⁴)	r_{ts} (cm)	c	L_p (cm)	L_r (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)
30*15	3	1.5	0.45	0.4	0.45	2.21	2.53	0.38	0.52	0.74	1.69	0.388	2.16	0.37	0.76	2.55	0.50	0.14	0.509	1.108	21.3	319.2	17.4	212.9
30	3	3.3	0.7	0.5	0.7	5.44	6.39	5.33	1.31	2.22	4.26	2.678	5.63	1.37	4.82	2.30	6.29	0.82	1.166	1.059	50.8	1,163	41.5	775.4
40*20	4	2	0.55	0.5	0.55	3.66	7.58	1.14	0.67	1.01	3.79	0.857	4.85	0.46	1.69	3.45	2.61	0.34	0.675	1.139	28.6	390.7	23.4	260.7
40	4	3.5	0.7	0.5	0.7	6.21	14.1	6.68	1.33	2.32	7.05	3.078	8.93	1.29	5.94	3.30	15.26	0.91	1.197	1.092	53.2	827.7	43.5	552.0
50*25	5	2.5	0.6	0.5	0.6	4.92	16.8	2.49	0.81	1.34	6.72	1.473	8.41	0.49	2.90	4.40	9.12	0.52	0.642	1.150	36.5	400.9	29.8	267.7
50	5	3.8	0.7	0.5	0.7	7.12	26.4	9.12	1.37	2.47	10.56	3.753	13.06	1.26	7.45	4.30	33.68	1.02	1.286	1.119	58.1	684.2	47.4	456.6
60	6	3	0.6	0.6	0.6	6.46	31.6	4.51	0.91	1.5	10.53	2.158	13.18	0.54	4.51	5.40	24.83	0.78	1.002	1.151	42.9	421.9	35.0	282.1
65	6.5	4.2	0.75	0.55	0.75	9.03	57.5	14.1	1.42	2.6	17.69	5.072	21.55	1.18	10.37	5.75	90.05	1.46	1.419	1.138	64.1	608.2	52.4	406.6
80	8	4.5	0.8	0.6	0.8	11	106	19.4	1.45	2.67	26.50	6.361	32.06	1.04	13.28	7.20	190.8	2.00	1.515	1.148	68.1	558.3	55.6	374.0
100	10	5	0.85	0.6	0.85	13.5	206	29.3	1.55	2.93	41.20	8.493	49.22	1.04	17.93	9.15	461.4	2.64	1.680	1.153	75.6	510.3	61.7	343.6
120	12	5.5	0.9	0.7	0.9	17	364	43.2	1.6	3.03	60.67	11.08	73.15	0.76	23.67	11.10	983.8	3.84	1.843	1.163	81.8	509.0	66.8	344.3
140	14	6	1	0.7	1	20.4	605	62.7	1.75	3.37	86.43	14.75	103.2	0.90	31.44	13.00	1,961	5.37	2.014	1.162	90.0	511.7	73.5	348.0
160	16	6.5	1.05	0.75	1.05	24	925	85.3	1.84	3.56	115.6	18.30	138.3	0.75	37.40	14.95	3,529	6.97	2.178	1.162	96.7	511.6	79.0	350.1
180	18	7	1.1	0.8	1.1	28	1,350	114	1.92	3.75	150.0	22.44	180.1	0.78	45.99	16.90	5,962	8.91	2.346	1.166	103.5	518.9	84.5	357.3
200	20	7.5	1.15	0.85	1.15	32.2	1,910	148	2.01	3.94	191.0	26.96	229.2	0.81	55.75	18.85	9,656	11.23	2.502	1.167	110.0	525.2	89.8	363.9
220	22	8	1.25	0.9	1.25	37.4	2,690	197	2.14	4.2	244.5	33.62	293.1	0.85	68.77	20.75	15,626	15.16	2.679	1.165	117.8	551.6	96.2	383.2
240	24	8.5	1.3	0.95	1.3	42.3	3,600	248	2.23	4.39	300.0	39.55	359.6	0.88	81.39	22.70	23,532	18.57	2.838	1.165	124.2	562.5	101.4	392.9
260	26	9	1.4	1	1.4	48.3	4,820	317	2.36	4.66	370.8	47.74	444.5	0.93	98.00	24.60	35,183	24.20	3.001	1.168	131.5	589.7	107.3	411.9
280	28	9.5	1.5	1	1.5	53.3	6,280	399	2.53	5.02	448.6	57.25	533.9	0.95	115.9	26.50	51,814	29.71	3.184	1.163	140.4	608.5	114.6	427.5
300	30	10	1.6	1	1.6	58.8	8,030	495	2.7	5.41	535.3	67.81	634.0	0.98	135.9	28.40	73,467	36.24	3.356	1.166	148.9	630.1	121.6	444.1
320	32	10	1.75	1.4	1.75	75.8	10,870	597	2.6	4.82	679.4	80.68	813.7	1.18	153.8	30.25	102,987	61.80	3.397	1.152	144.0	698.2	117.6	485.2
350	35	10	1.6	1.4	1.6	77.3	12,840	570	2.4	4.45	733.7	75.00	888.3	1.10	146.6	33.40	120,486	56.39	3.361	1.149	139.3	618.7	113.8	437.6
380	38	10.2	1.6	1.35	1.6	80.4	15,760	615	2.38	4.58	829.5	78.64	1,003	1.06	152.9	36.40	150,586	56.39	3.406	1.163	141.9	582.9	115.9	418.2
400	40	11	1.8	1.4	1.8	91.5	20,350	646	2.65	5.11	1,018	101.3	1,220	1.14	195.3	38.20	229,869	78.06	3.702	1.159	156.0	643.3	127.4	460.1