

فصل ۱۳

طراحی اتصالات صلب

a- طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد دو) - محسن گرامی

در این فصل:

۱۳-۱ پیشگفتار

۱۳-۲ اتصالات از پیش تایید شده و ضوابط عمومی آنها

۱۳-۳ اتصالات جوشی به کمک ورق های زیرسری و روسری (WFP)

۱۳-۴ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

۱۳-۵ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

۱۳-۶ اتصال صلب فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال صلب فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۱۳-۷ اتصال صلب پیچی به کمک ورقهای روسری و زیرسری (BFP)

۱۳-۸ تستهای فصل سیزدهم

۱۳-۹ مسائل فصل سیزدهم

۱۳-۲ پیشگفتار

اتصالات صلب تیر به ستون شامل آن دسته از اتصالات می‌شوند که قابلیت انتقال لنگر بین تیر و ستون را دارا می‌باشند و در حین انتقال لنگر زاویه نسبی بین تیر و ستون تغییر نمی‌کند. اتصالات صلب در قابهای خمشی بکار می‌روند و قابهای خمشی از سیستمهای مقاوم در مقابل نیروهای زلزله هستند. در این قابها به خاطر عدم دقت در تعیین بارهای ناشی از زمین لرزه، تامین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد. این عدم یقین ناشی از کمبود دقت در تعیین جرم، خواص دینامیکی سازه و نیز شتاب وارده به قابها می‌باشد. آشکار است که سیستم سازه‌ای مناسب برای انتقال بار قائم همواره به عنوان یک دستگاه لرزه بر مناسب نخواهد بود.

۱۳-۲-۱ شکل‌پذیری

شکل‌پذیری خواصی از مصالح بکار رفته در سازه و نیز روش استفاده از آن است. شکل‌پذیری عاملی است که باعث جذب انرژی حاصل از زمین لرزه توسط رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی سازه می‌گردد. به اعتقاد بسیاری از طراحان، مهمترین کلید دسترسی به یک طرح ایمن، مناسب و اقتصادی، شکل‌پذیری و نحوه تامین آن در خلال فرآیند طراحی لرزه‌ای است. این موضوع از طریق طرح اعضا برای تحمل تغییرشکلهای بزرگ در محدوده غیر ارتجاعی بدست می‌آید. به عبارتی نگرش به طراحی سازه با رفتار ارتجاعی باعث می‌شود که ابعاد المانهای سازه غیر اقتصادی باشند. از طرفی تحقیقات نشان می‌دهد که با ورود برخی اعضا به ناحیه غیر ارتجاعی و تامین شکل‌پذیری قابلیت زلزله را افزایش داده و به دنبال آن اثرات نیروی زلزله در سازه به شدت کاهش می‌یابد. بر این اساس ضریب شکل‌پذیری طبق رابطه (۵۲-۱۲) نسبت تغییرشکل نهایی به تغییرشکل تسلیم است.

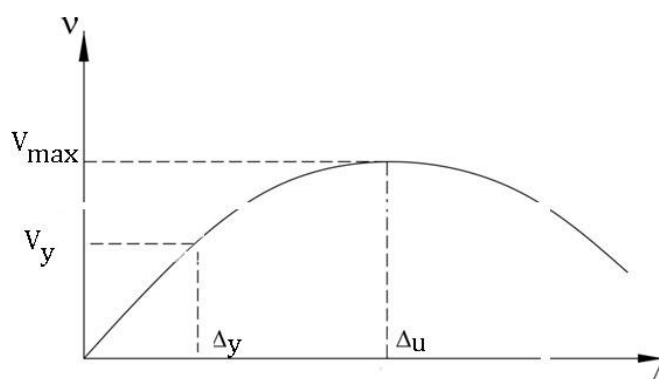
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad ۱-۱۳$$

μ ضریب شکل‌پذیری

Δu تغییر شکل نهایی

Δy تغییر شکل تسلیم

تغییر شکل تسلیم، مطابق شکل ۱-۱۳ مربوط به باری است که پس از آن رفتار مصالح سازه وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌گردد و تغییر شکل نهایی وابسته به باری است که سازه می‌تواند بدون از دست دادن مقاومت خود به طور قابل توجهی، تحمل نماید. پیشنهاد شده است که طبق شکل ۱-۱۳ تغییر شکل نهایی مربوط به باری فرض گردد که ۲۰٪ کوچکتر از بار حداکثر قابل تحمل سازه باشد.



شکل ۱-۱۳ نمودار بار-تغییر مکان سازه

آشکار است که طرح سازه‌ها باید به گونه‌ای صورت پذیرد که سازه توانایی جذب انرژی را با رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی خود داشته باشد. در واقع ناحیه میان Δu و Δy در شکل قبل نشانگر ظرفیت جذب انرژی غیر ارتجاعی سازه است. انواع قابهای خمشی فولادی تغییرشکلهای غیرارتجاعی مختلفی را نشان می‌دهند. آشکار است، هر قدر ضریب رفتار و در نتیجه شکل‌پذیری مورد نظر در سازه‌ای بیشتر باشد، رفتار غیر ارتجاعی آن افزایش یافته و ضرورت تامین شرایطی برای امکان یافتن این رفتار زیاد می‌شود. مهمترین رکن تامین شکل‌پذیری رفتار چرخه‌ای اعضای خاص سازه مانند سیستم مقاوم در برابر زلزله و بعضاً ستونها و اتصالات است. این نمودار در حقیقت نمودار نیرو-تغییر شکل در سازه است. از آنجاکه سطح زیر نمودار چرخه‌ای معرف قابلیت انرژی جذب شده توسط سازه می‌باشد، لذا نمودارهای چرخه‌ای چاق نمایانگر رفتار شکل‌پذیر سازه می‌باشد. در مقابل برای نمودار نیرو-تغییر شکل لاغر یا باریک شونده، نشانه شکل‌پذیری کم سازه است.

۱۳-۲-۲ ضریب رفتار سازه

به منظور حصول اطمینان از ورود رفتار سازه فولادی به ناحیه غیر ارتجاعی به منظور بهره‌مندی از قابلیت شکل‌پذیری فولاد، آیین‌نامه‌های زلزله مانند استاندارد ۲۸۰۰، پارامتر کاهش نیروی زلزله، ضریب رفتار، را تعریف کرده‌اند. این ضریب که با توجه به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای عددی بین ۵ تا ۱۱ دارد، نیروی زلزله حوزه ارتجاعی را کاهش داده تا بدین طریق، سازه برای نیروی کمتری طراحی شود. بدین ترتیب احتمال ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی تقویت می‌گردد. در همین راستا و برای جلوگیری از تخریب سازه، آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی، فصلی جداگانه را تدوین نموده‌اند که به ضوابط طرح لرزه‌ای معروف است. به کمک این ضوابط، شکل‌پذیری به عنوان معیار کنترل کننده رفتار سازه در ناحیه غیر ارتجاعی فعال شده و به کمک سازه می‌آید. به عبارتی هرچه قدر سازه شکل‌پذیرتر باشد، ضریب رفتار آن عدد بزرگتری است. به همین دلیل سازه با شکل‌پذیری ویژه به همراه دیوار برشی بتنی ویژه بیشترین ضریب رفتار را داراست. بر این اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز قابهای خمشی فولادی را از نظر شکل‌پذیری به سه دسته معمولی، متوسط و ویژه (با شکل‌پذیری زیاد) تقسیم می‌کند. برای قاب خمشی ویژه فولادی ضریب رفتار R مقدار ۱۰ تعریف شده است. برای قاب خمشی فولادی متوسط و معمولی نیز این ضریب به ترتیب ۷ و ۵ تعریف شده است. مقادیر ضریب رفتار و سایر ضرایب لرزه‌ای، به همراه حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان در هر یک از سیستم‌های سازه‌ای، در جدول ۱-۱۳ ارائه شده است.

جدول ۱-۱۳ معرفی ضریب رفتار برای سیستم های سازه ای مختلف

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث- سیستم کنسولی

۱۳-۲-۳ ضریب اضافه مقاومت

از دیگر مواردی که در بحث طراحی لرزه‌ای مطرح می‌شود، ضریب اضافه مقاومت است که در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با Ω_0 نمایش داده است. در آیین‌نامه‌های طراحی، سازه‌ها در برابر بارهای غیرلرزه‌ای به صورت ارتجاعی طراحی می‌شوند، در صورتی که در برابر بارهای لرزه‌ای، مجاز به ورود به حوزه غیرارتجاعی هستند و می‌توانند از خاصیت جذب انرژی سازه‌ها در مرحله غیرارتجاعی استفاده کنند. همچنین در این حالت می‌توانند از مقاومت اضافه‌ای که در مرحله غیرارتجاعی بروز می‌کند استفاده کنند. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک (لولاها‌ی خمیری) در اعضای سازه پدید می‌آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می‌یابد. به این مقاومت، مقاومت افزون گفته می‌شود که با ضریب مقاومت افزون ($overstrength$) بیان می‌شود و برابر با نسبت حداکثر مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن می‌باشد. از آنجا که این ضریب وابسته به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای است، لذا در مبحث ۱۰ برای هر سیستم سازه‌ای، ضریب جداگانه‌ای تعریف شده است که در جدول ۱۳-۲ نشان داده شده‌اند.

جدول ۱۳-۲ معرفی ضریب اضافه مقاومت برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قابهای خمشی فولادی
۲	کلیه قابهای ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی
۲٫۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی

در حقیقت هدف از تعریف ضریب اضافه مقاومت این موضوع است که برای طراحی برخی از المانهای خاص سازه‌ای که بقای آن تضمین کننده پایداری کل سازه می‌باشد، نیروی زلزله مورد استفاده در طراحی افزایش داده می‌شود تا به نوعی با انتخاب یک مقطع قوی، از ورود المان به ناحیه غیر ارتجاعی اجتناب گردد. به چنین اعضای، اعضای کنترل شونده نیرویی گفته می‌شود. به عبارت ساده تر انتظار رفتار شکل پذیر از چنین اعضای وجود نداشته و این المانها دارای مود شکست ترد(غیر شکل پذیر) می‌باشند. نمونه بارز این المانها، ستون‌ها می‌باشند.

توجه شود که در طرح لرزه‌ای برای منظور نمودن اثرات سخت‌شوندگی کرنشی^۱ ضریب C_{pr} مطابق ۱۳-۲ تعریف می‌شود:

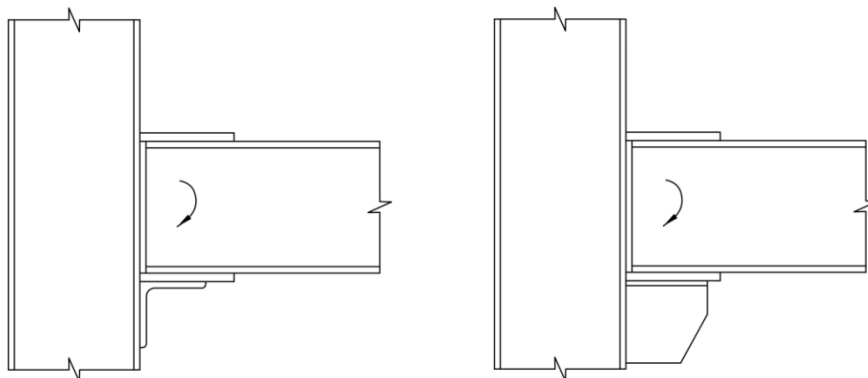
$$1.10 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20 \quad ۱۳-۲$$

که برای فولاد نرمه ST37 داریم:

^۱ Strain Hardening

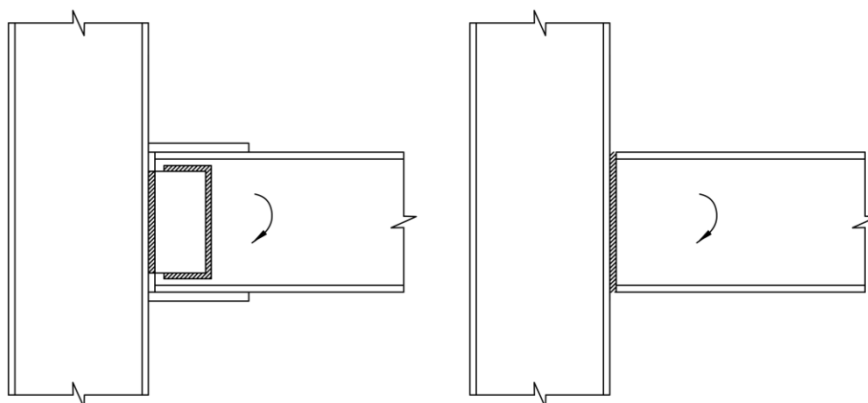
$$C_{pr} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \leq 1.20 \rightarrow C_{pr} = 1.20$$

جزئیات متفاوتی برای اتصالات صلب ارائه شده است، لیکن اتصالات نشان داده شده در شکل ۲-۱۳ امروزه به نحوه گسترده تری مورد استفاده قرار می گیرند.



(الف) اتصال با نبشی نشیمن و دو تسمه فوقانی و تحتانی

(ب) اتصال با براکت و دو تسمه فوقانی و تحتانی



(ج) اتصال با ورق جان و دو تسمه فوقانی و تحتانی

(د) اتصال مستقیم تیر به ستون

شکل ۲-۱۳ انواع رایج اتصال صلب

در شکل ۲-۱۳ الف نبشی نشیمن برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می شوند. در شکل ۲-۱۳ ب براکت برای انتقال برش و تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می شوند. در شکل ۲-۱۳ ج تسمه جان برای انتقال برش و دو تسمه فوقانی و تحتانی برای انتقال لنگر طراحی می شوند. در شکل ۲-۱۳ د تیر به صورت مستقیم به ستون جوش شده است، برش توسط جان تیر و لنگر توسط بالهای تیر تحمل می شود.

اتصال انتهای تیرها، شاهتیرها و خرپاهایی که داشتن مقداری صلبیت در تکیه گاه های آنها مورد نظر باشد، باید در مقابل اثر مشترک نیروهای ناشی از برش و لنگر حاصل از صلبیت اتصال، محاسبه شود.

در اتصالات صلب تیر به ستون قالب های خمشی رعایت دو شرط زیر الزامی است:

(الف) اتصالات خمشی تیرها به ستونها باید برای مقاومت خمشی مجاز تیر طراحی گردد.

(ب) جان تیرها و اتصالات برشی تیر به ستون باید دارای ظرفیت مجاز نظیر برش ناشی از ترکیب بارهای ثقیل به علاوه برشی برابر

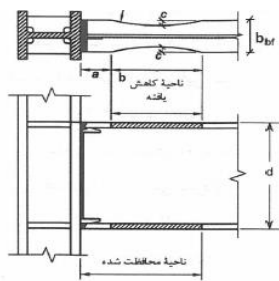
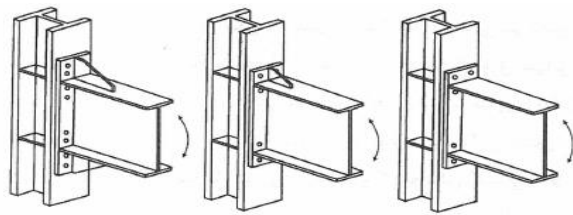
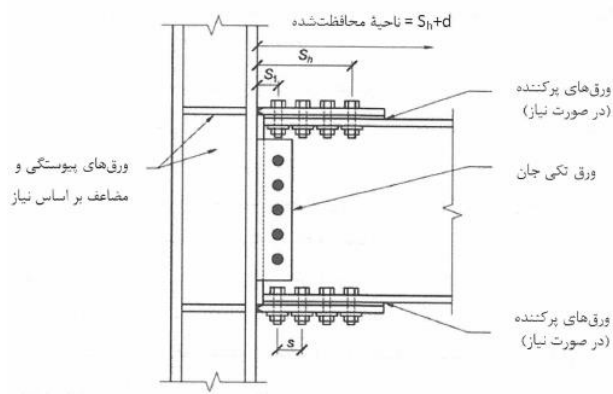
$$\sum \frac{M_b}{L_b} \text{ باشد } (\sum M_b \text{ مجموع لنگرهای مجاز دو سر تیر و } L_b \text{ دهانه تیر است}).$$

در اتصال صلب تیر به ستون (بجز اتصالات پیچی)، می بایست به این نکته توجه شود که نیروی برشی تیر توسط جوش نفوذی جان تیر، استفاده از براکت و یا نبشی نشیمن قابل انتقال است ولی لنگر تیر می بایست توسط جوش نفوذی ورق بال تیر به ستون انجام گیرد.

۱۳-۳ اتصالات از پیش تایید شده و ضوابط عمومی آنها

اتصالات صلب ارائه شده در این بخش، در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌ها، به عنوان اتصالات صلب از پیش تأیید شده محسوب می‌شوند. انواع اتصالات صلب از پیش تأیید شده به شرح جدول ۳-۱۳ می‌باشند

جدول ۳-۱۳ انواع اتصالات صلب از پیش تایید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
			

جدول ۳-۱۳ انواع اتصالات صلب از پیش تایید شده (ادامه)

۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

کلیه اتصالات از پیش تأیید شده باید دارای شرایط زیر باشند^۲:

- (۱) کلیه اتصالات باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شوند.
- (۲) کلیه جوش‌های بکار رفته در اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فرا صوتی) تأیید شوند.
- (۳) در طراحی اتصالات از پیش تأیید شده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ باید الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۸، ۱۰-۳-۹ و ۱۰-۳-۱۳ نیز رعایت شوند.
- (۴) در کلیه اتصالات از پیش تأیید شده فاصله بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون با علامت S_H نمایش داده می‌شود و برای انواع مختلف اتصالات مذکور براساس نتایج آزمایش، محل تشکیل مفصل پلاستیک در بخش‌های مربوطه ارائه شده است.
- (۵) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصله $(S_H + d)$ که در آن d عمق تیر است، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. در مواردی که در بخش‌های مربوط به اتصالات صلب از پیش تأیید شده در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین این شرایط برای اتصال جان به بال تیر الزامی نیست.
- (۶) در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون بیشتر در نظر گرفته شود.

^۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰-۳-۱۳-۱

- (۷) در ستون های قوطی شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان ها به بال های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.
- (۸) در ستون های ساخته شده از ورق با مقطع صلیبی شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان ها به بال ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.
- (۹) در صورت نیاز به تعبیه تسمه های پشت بند در جوش های نفوذی، رعایت الزامات زیر ضروری است.
- * برداشتن پشت بند های مورد استفاده در اتصال ورق های پیوستگی به بال ها و جان (یا جان های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست.
- * در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، پشت بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر باید برداشته شوند و پس از برداشتن تسمه های پشت بند، ریشه جوش نفوذی باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی متر تقویت گردد.
- * در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر الزامی نیست. در صورتی که تسمه های پشت بند برداشته نشوند، این تسمه ها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی متر به بال ستون جوش داده شوند.
- * اتصال پشت بندهای مورد استفاده در اتصالات صلب مستقیم تیر به ستون، به بال های تیر مجاز نیست.

۱۳-۴ اتصالات جوشی به کمک ورق های زیرسری و روسری (WFP)

- کاربرد اتصالات صلب جوشی به کمک ورق های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۴)، فقط به قاب های خمشی متوسط محدود می شود. در این نوع اتصالات علاوه بر الزامات عمومی اتصالات صلب، باید الزامات زیر تأمین گردد:
- (۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ های دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی باشد.
- (۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از هر ستون تا انتهای ورق های روسری و زیرسری (هر کدام که بزرگتر است) بعلاوه نصف عمق تیر بعد از آن، در نظر گرفته شود.
- (۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک S_n در روی تیر باید در محل انتهای ورق های روسری و زیرسری (هر کدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.
- (۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ مبحث دهم باشند. علاوه بر آن در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است و در قاب های خمشی با دال بتنی سازه ای در صورتی که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل های مذکور الزامی نیست.
- (۵) اتصال ورق های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال های تیر از نوع جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از تسمه های پشت بند در پشت جوش های نفوذی، تسمه های پشت بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.
- (۶) اتصال ورق (یا ورق های) جان به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان، جوش گوشه باید دو طرفه باشد.

(۷) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۹۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۵ کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در

بتن، نباید از ۹۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۲) ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید بر اساس مقاومت خمشی

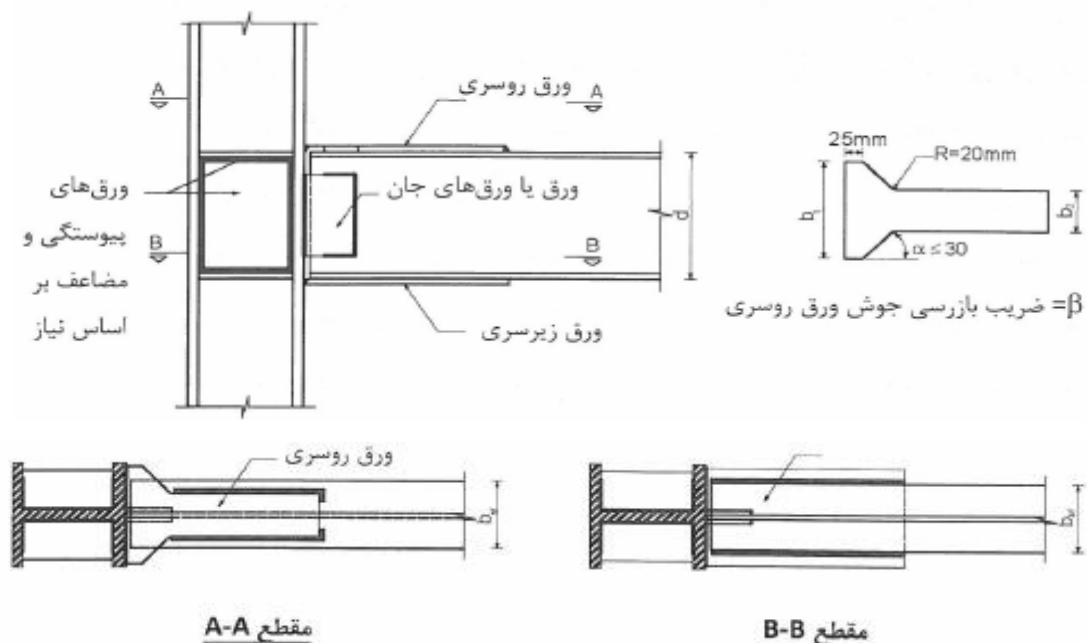
مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۳-۸-۳-۱۰-پ مبحث دهم) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی براساس

الزامات فصل ۲-۱۰ مبحث دهم، ضریب کاهش مقاومت ϕ را برای تعیین مشخصات جوش می‌توان برابر ۰,۹ و برای تعیین ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۳) ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان) و نیز جوش آن با آنها به بال ستون و جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی مورد نیاز

اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۳-۸-۳-۱۰-پ مبحث دهم) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت ورق (یا

ورق‌های) جان و جوش‌های آن (یا آنها) باید براساس الزامات فصل ۲-۱۰ مبحث دهم تعیین شود.



شکل ۱۳-۲ اتصال صلب جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

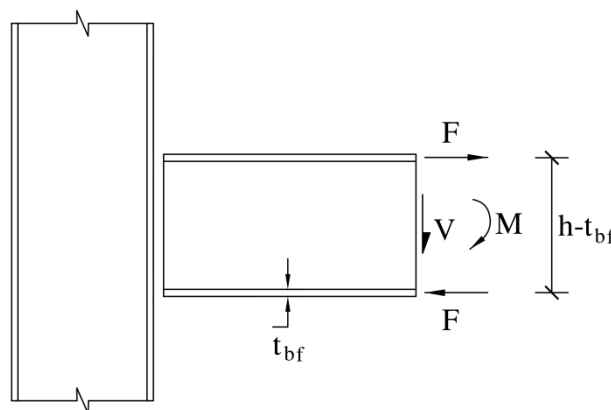
۱۳-۴-۱ مراحل مشترک در طراحی اتصالات صلب قاب‌های خمشی

a- محاسبه لنگر و برش طراحی

لنگر و برش طراحی اتصال، متناسب با نوع قاب از نظر شکل‌پذیری و ضوابط آیین‌نامه‌ای تعیین می‌شود.

b- تعیین نیروی F

لنگر خمشی در تیر به صورت یک زوج نیرو، در بال کششی و فشاری تیر اثر می کند. طبق شکل ۴-۱۳ این نیروی کششی یا فشاری برابر است با:



شکل ۴-۱۳ توزیع نیرو ناشی از لنگر در بال های تیر

$$F = \frac{M_u}{(d - t_{bf})} \text{ اتصال مستقیم}$$

۳-۱۳

$$F = \frac{M_u}{(d + t_t)} \text{ اتصال با ورق روسری و زیرسری}$$

M لنگر طراحی اتصال برابر با ظرفیت خمشی مجاز تیر

d ارتفاع نیمرخ

t_{bf} ضخامت بال تیر

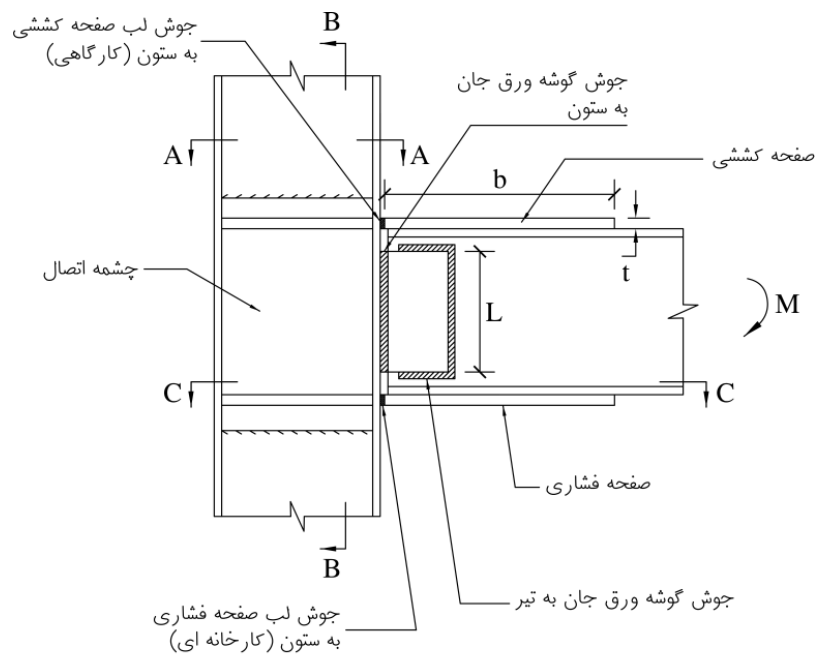
لازم به ذکر است چنانچه اتصال توسط ورق روسری و زیرسری باشد باید $d + t_t$ شود، که در این رابطه ابتدا t_t فرض می شود.

c- طراحی صفحه کششی

مساحت ورق کششی از تقسیم نیروی F بر تنش کششی یا تنش تسلیم ورق (بسته به نوع قاب از نظر شکل پذیری) بدست می آید.

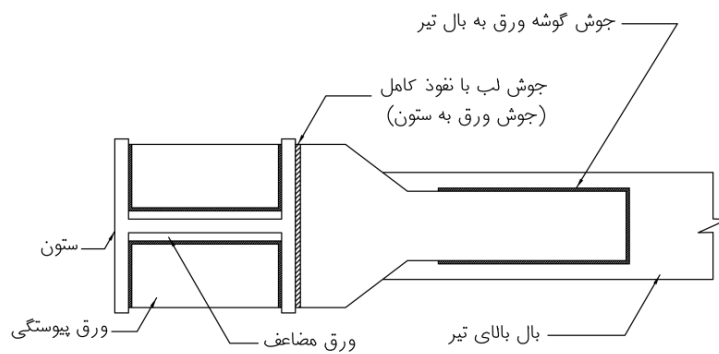
d- محاسبه جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

سطح جوش لب مورد نیاز از تقسیم نیروی F بر تنش جوش بدست می آید. در شکل ۵-۱۳ جزئیات کامل یک اتصال صلب نشان داده شده است. در طراحی اتصال صلب، در بیشتر موارد از اتصال بال تیر به ستون صرف نظر می شود، ولی در صورتی که بال تیر وارد محاسبات شود و جوش اتصال کافی نباشد، توسط صفحه اضافی تامین می شود.



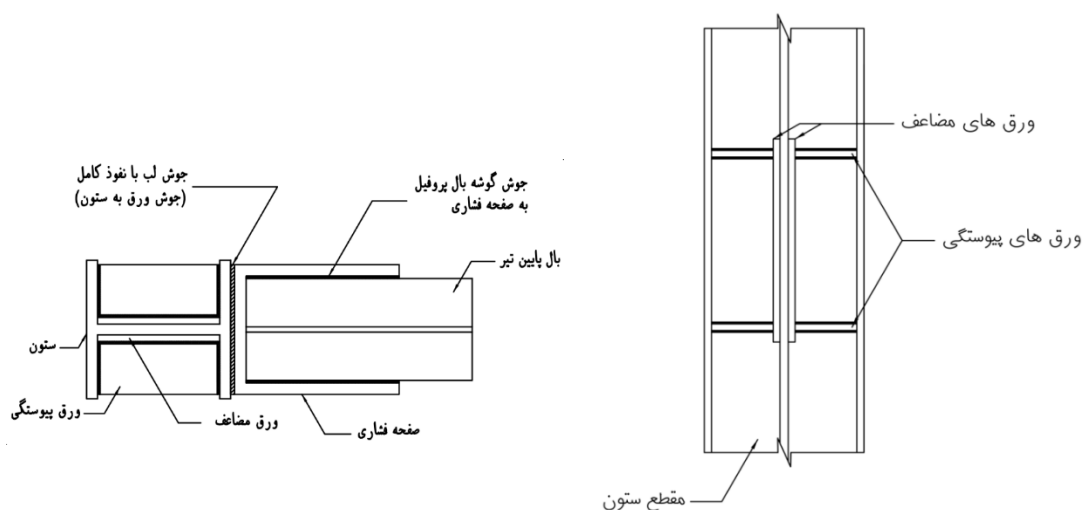
الف) اتصال صلب تیر به ستون

الف) اتصال صلب تیر به ستون



ب) مقطع A-A (صفحه کششی)

ب) مقطع A-A



ج (مقطع B-B)

ج (مقطع B-B و مقطع C-C)

شکل ۵-۱۳ نمونه اتصال صلب تیر به ستون

صفحه کششی معمولاً به صورت مستطیلی اجرا می شود ولی در صورتی که سطح جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه به ستون زیاد باشد می توان عرض ورق را در محل اتصال به صورت پخ دار افزایش داد.

e- طراحی جوش گوشه برای صفحه کششی به بال تیر

جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی به ستون داشته باشد. در این مرحله طبق شکل ۵-۱۳ ج با فرض مناسبی برای طول جوش گوشه، بعد جوش بدست می آید که باید در محدوده $a_{min} < a < a_{max}$ قرار گیرد.

f- کنترل صلبیت ورق اتصال

بر اساس ضوابط آیین نامه ای^۲ به منظور کنترل صلبیت ورق اتصال باید نسبت $\frac{b}{t} < 30$ باشد (b طول صفحه و t ضخامت آن است که در شکل ۵-۱۳ الف نشان داده شده است).

g- طراحی صفحه زیر سری

سطح مقطع این ورق از تقسیم نیروی F بر تنش ورق بدست می آید، بنابراین مساحت این ورق برابر مساحت صفحه کششی (گام ۳) بدست می آید. عرض این ورق (به لحاظ اجرایی) باید کمی بزرگتر از عرض بال تیر در نظر گرفته شود (حدود ۳ سانتیمتر) و با تعیین عرض ورق و داشتن مساحت ورق می توان ضخامت آنرا تعیین نمود.

^۲ آیین نامه طراحی اتصالات در سازه ها فولادی (نشریه ۲۶۳).

h- محاسبه جوش لب مورد نیاز جهت اتصال صفحه فشاری به ستون

سطح جوش لب مورد نیاز در صفحه فشاری از تقسیم نیروی F یا ظرفیت ورق بر تنش جوش بدست می‌آید. عرض این صفحه باید بیشتر از عرض بال تیر باشد تا تیر به راحتی بر روی آن مستقر شود. لازم به ذکر است که جوش لب صفحه فشاری به ستون، کارخانه‌ای و جوش لب صفحه کششی به ستون، کارگاهی است. در محاسبات عملی، با توجه به ترکیبات بارگذاری طراحی ($\pm E$) ممکن است در یک ترکیب بار لنگر مثبت در گره به وجود آید. در این حالت طراحی ورق زیر و جوشهای مربوطه و کنترل‌های وابسته برای کشش حاصل از آن ترکیب بار نیز باید کنترل گردد.

i- طراحی جوش گوشه صفحه فشاری به بال تیر

روال طراحی این جوش همانند مرحله پنجم می باشد با این تفاوت که در این جوش، لبه ورق به بال تحتانی تیر جوش نمی شود. لذا در این حالت تنها دو نوار جوش به موازات نیروی فشاری بال تحتانی قرار گرفته است.

j- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

جوش گوشه ورق جان به تیر طبق شکل ۱۳-۵-الف تحت برش و پیچش است که طراحی آن مشابه طراحی جوش نبشی جان به تیر (در اتصالات مفصلی) است. منشا این لنگر پیچشی این است که در این مرحله فرض می شود که نیروی برشی تیر در بر ستون وارد می شود. بنابراین نیروی برشی نسبت به جوش اتصال ورق به جان تیر دارای خروج از محوریت است. از آنجاکه نیروی برشی در صفحه‌ای جوش اتصال به جان تیر قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی می گردد. در صورتی که از تک پروفیل در تیرها استفاده شود، ورق جان از طرفین به جان تیر جوش می‌شود و ضابطه $a_{max} = t_{min}$ تعیین کننده خواهد بود.

k- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

به منظور اتصال ورق جان به ستون از جوش گوشه استفاده می‌شود که با استفاده از ناحیه صاف جان تیر، مقداری برای L (طول ورق) در شکل ۱۳-۵-الف فرض شده و با داشتن برش اتصال و تنش جوش، بعد جوش ورق جان به ستون بدست می‌آید. در طراحی این جوش، اثرات برش و خمش، منظور می‌گردد. خمش وارده به جوش با در نظر گرفتن محل اثر برش (در مرکز ثقل جوش ناودانی شکل اتصال ورق جان به تیر) منظور می‌گردد. بعد جوش بدست آمده باید در محدوده $a_{min} < a < a_{max}$ قرار گیرد. نکته بسیار مهم در این قسمت این است که در طراحی جوش گوشه اتصال ورق به ستون فرض می شود که نیروی برشی تیر در مرکز سطح جوش ناودانی شکل اتصال ورق به جان تیر وارد شده و لذا نسبت به جوش اتصال ورق به ستون دارای خروج از محوریت است. از آنجا که نیروی برشی در صفحه‌ای خارج از جوش اتصال به ستون قرار گرفته است، لذا این جوش برای ترکیب نیروی برشی و کشش ناشی از لنگر خمشی طراحی می گردد.

l- بررسی لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی (سخت کننده) ستون در محل صفحه کششی و فشاری تیر

وظیفه ورق‌های پیوستگی جلوگیری از لهیدگی جان و جلوگیری از کمانش آن در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم بال ستون در ناحیه کششی است.

● ناحیه فشاری-کمانش فشاری جان

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶-۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ϕR_n بزرگتر شود، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi \frac{24t_{wc}^3 \sqrt{EF_{yw}}}{d_{wc}} \quad ۶-۱۳$$

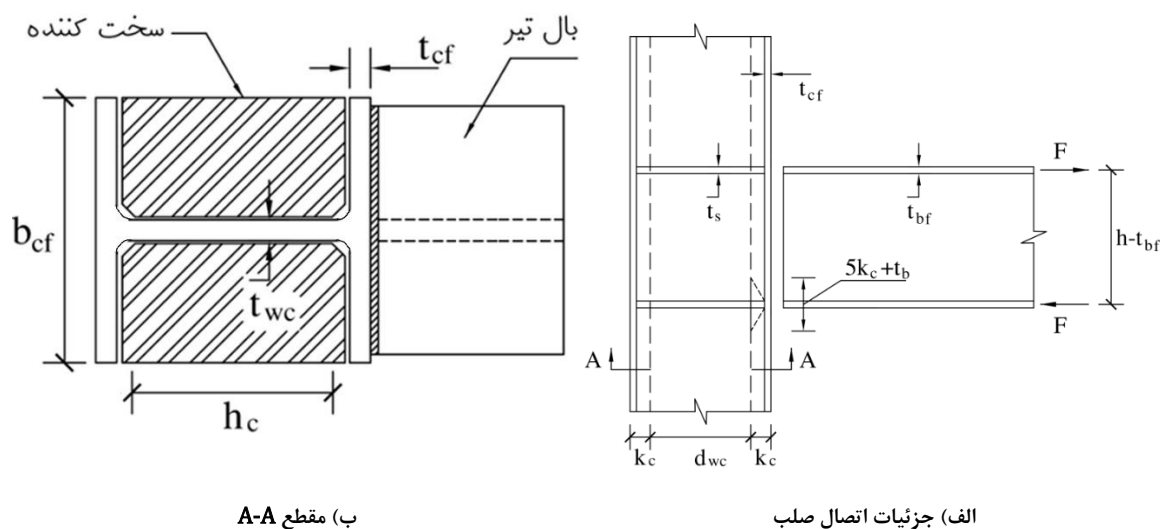
$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

d_{wc} ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصله بین دو بال در مقاطع ساخته شده از ورق)

t_{wc} ضخامت جان ستون

F_{yw} تنش تسلیم فولاد جان

E مدول الاستیسیته



شکل ۶-۱۳ نمایش سخت کننده ها در جان ستون

۳-۱۳ برای کنترل کمانش فشاری در جان ستون در مقابل بال فشاری تیر در اتصال صلب تیر به ستون است.

● ناحیه فشاری- تسلیم موضعی جان

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶-۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان ϕR_n بزرگتر شود، برای جلوگیری از ضعف جان در برابر لهیدگی، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi (5K_c + N) F_{yw} t_w \quad ۵-۱۳$$

$$N = \min(t_t, t_b) \geq K_c$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

K_c فاصله بین سطح خارجی بال ستون تا انتهای ماهیچه بین جان و بال در صورتی که ستون از نیمرخ نورد شده باشد و یا فاصله معادل در حالت مقطع ساخته شده با جوش است.

t_b ضخامت بال تیر یا ورق اتصال که بار متمرکز را به ستون منتقل می کند.

- ناحیه فشاری - لهیدگی جان ستون در برابر نیروی فشاری

در اتصال صلب تیر به ستون طبق شکل ۶-۱۳ اگر نیروی متمرکز فشاری F از مقاومت طراحی لهیدگی جان ϕR_n بزرگتر شود، باید یک جفت سخت کننده در مقابل بال فشاری تیر در جان ستون تعبیه گردد.

$$F \leq \phi R_n = \phi 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \right] \quad ۶-۱۳$$

$\phi = 0.75$ ضریب کاهش مقاومت

در صورت نیاز به سخت کننده، مطابق با ضوابط مبحث دهم^۴ سطح مقطع مجموع یک جفت قطعه تقویتی در جان ستون از مقداری که از ۵-۱۳ بدست می آید، کمتر نشود (این وضعیت در حالتی صادق است که مقدار محاسبه شده A_{st} مثبت باشد). در ۷-۱۳ مقدار $F - \phi R_n$ در بحرانی ترین حالت (بیشترین مقدار ممکن از ۳ حالت مذکور) استفاده می شود.

$$A_{st} = \frac{F - \phi R_n}{0.9 F_{yst}} \quad ۷-۱۳$$

A_{st} سطح مقطع سخت کننده ها
 F_{yst} تنش تسلیم مصالح سخت کننده

- ناحیه کششی - خمش موضعی بال

در ستونها در صورتی که نیروی کششی F از مقاومت طراحی خمش موضعی بال ϕR_n بزرگتر باشد، استفاده از یک جفت سخت کننده در مقابل بال کششی تیر در اتصال صلب الزامی است.

$$F \leq \phi R_n = \phi (6.25 F_{yf} t_f^2) \quad ۸-۱۳$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

t_f ضخامت بال ستون تحت نیروی کششی

- ناحیه کششی - محدودیتهای عرض و ضخامت سخت کننده

براساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان سخت کننده هایی که از ۵-۱۳ و یا در ناحیه کششی در نظر گرفته می شود، باید محدودیتهای زیر را نیز جوابگو باشند:

- عرض هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد.

$$b_s > \frac{1}{3} b_f - \frac{t_w}{2} \quad ۹-۱۳$$

^۴ تبصره ذیل بند ۲-۱۰-۹-۲-۱۰ مبحث دهم

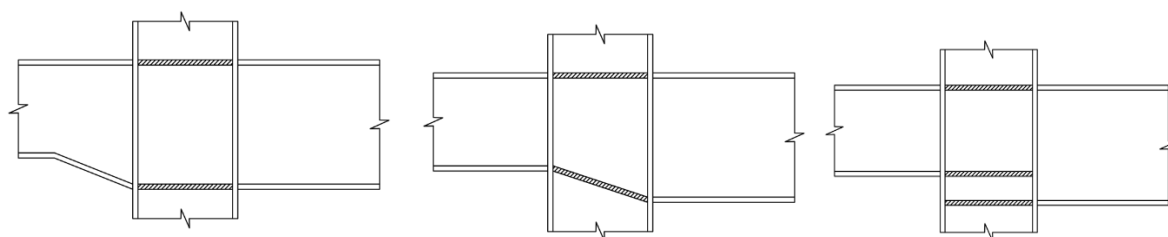
- نباید این سخت کننده از بال ستون بیرون بزند، یعنی $b_s \leq \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}$
- ضخامت سخت کننده (t_s) نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد.
- ضخامت سخت کننده ها نباید از پهنای هر سخت کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.

$$t_s > \max \begin{cases} 0.5t_{bf} \\ 0.5t_{PL} \\ \frac{b_s}{16} \end{cases} \quad ۱۰-۱۳$$

- ارتفاع ورق سخت کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصله بین دو بال) باشد.
- جوشهایی که سخت کننده (قطعه تقویتی) را به جان ستون متصل می کند، باید در مقابل نیرویی که در قطعه تقویتی از لنگر نامتعادل در دو طرف ستون به وجود می آید، محاسبه شوند.
- سخت کننده ها باید به صورت کامل به ستون جوش شوند.

سخت کننده ها باید به موازات بال تیر در صورت اتصال بال تیر به ستون و یا به موازات صفحات زیرسری و روسری در صورت صرف نظر از اتصال تیر به ستون قرار گیرند. تحقیقات نشان داده است چنانچه تقویت از میان صفحه بال تیر به اندازه ۵ cm فاصله داشته باشد، حدود ۶۵٪ کارایی دارد و اگر این فاصله به ۱۰ سانتیمتر برسد، فقط ۲۰٪ کارایی دارد.

توصیه می شود چنانچه ارتفاع دو تیر که به یک ستون برخورد می کنند، متفاوت باشد، موقعیت سخت کننده ها همانند شکل ۷-۱۳ خواهد بود.



ج) استفاده از مقطع با اینرسی متغیر برای هم ارتفاع شدن تیرها

ب) استفاده از سخت کننده مورب

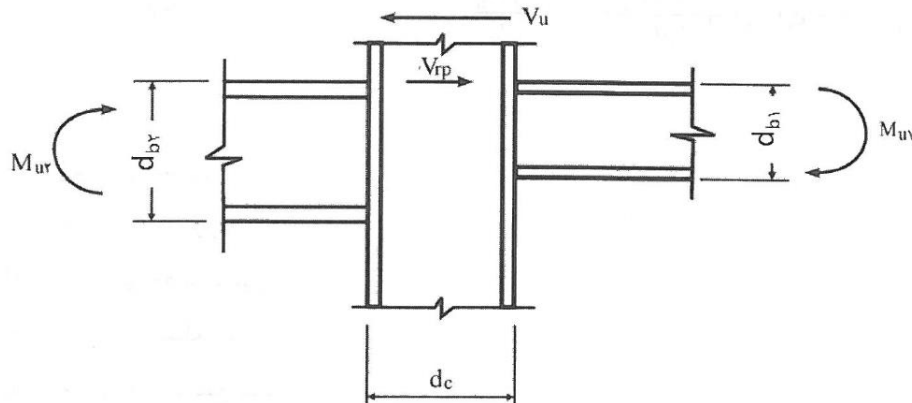
الف) استفاده از دو سخت کننده به موازات یکدیگر

شکل ۷-۱۳ حالات مختلف قرارگیری سخت کننده ها

همان گونه که مطرح شد، وظیفه سخت کننده ها جلوگیری از لهیدگی جان در ناحیه فشاری و جلوگیری از تغییر فرم ستون در ناحیه کششی می باشد.

-m کنترل برش در چشمه اتصال

چشمه اتصال، ناحیه ای از جان یا جانهای ستون است که محصور بین امتداد بالهای بالایی و پایینی تیرهای متصل به دو وجه ستون و بالهای ستون می باشد.



شکل ۱۳-۸ ناحیه چشمه اتصال

چشمه اتصال باید توانایی تحمل برش نظیر نیروهای کششی و فشاری در بالها، حاصل از لنگرهای حداکثر ناشی از زلزله در تراز سرویس را داشته باشد. این برش از ۱۱-۱۳ قابل محاسبه است:

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \quad 11-13$$

M_{u1} و M_{u2} به ترتیب لنگر انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری قائم و جانبی

V_{up} نیروی برشی ستون در بالای چشمه اتصال

d_{b1} و d_{b2} به ترتیب ارتفاع تیرهای سمت چپ و راست

مقاومت برشی طراحی در چشمه اتصال مساوی ϕR_n به شرح زیر می‌باشد:

- در حالتی که تاثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_c} \leq 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad 12-13$$

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_c} > 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_c}\right) \quad 13-13$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

d_c ارتفاع مقطع ستون

t_w ضخامت جان ستون

P_u مقاومت محوری مورد نیاز ستون

$P_c = P_y = A_g F_y$ مقاومت محوری تسلیم

روابط فوق برای ستونهای با مقطع H شکل است که در آنها نیروی برشی جانبی لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد.

اگر رابطه زیر برقرار نباشد، می‌بایست جان ستون با ورق مضاعف تقویت گردد.

$$V_{up} \leq \phi R_n \quad 14-13$$

در ستونهای تیروورق، لازم است جوش اتصال جان(یا جانهای) ستون در ناحیه چشمه اتصال به بال ستون برای نیروی برشی چشمه اتصال طراحی شود. در این مورد طول اتصال جوشی می تواند برابر عمق تیر به اضافه عمق ستون در بالا و پایین ورقهای پیوستگی در نظر گرفته شود.

n- کنترل کمانش برشی چشمه اتصال (کنترل پایداری ورق های اتصال)

ضخامت هر یک از ورقهای واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جانهای) ستون و ورقهای تقویت چشمه اتصال، باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$t_z \geq \frac{2(d_z + w_z)}{180} \quad 15-13$$

t_z ضخامت جان (یا هر یک از جان های) ستون یا هر یک از ورق های تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف).

d_z عمق چشمه اتصال برابر فاصله خالص بین ورق های پیوستگی.

w_z عرض چشمه اتصال برابر فاصله خالص بین بال های ستون.

در صورتی که ورقهای تقویت چشمه اتصال (ورق مضاعف)، با جوش انگشتانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورقهای تقویت چشمه اتصال به عنوان t_z منظور می گردد.

o- کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون (مخصوص قاب خمشی ویژه)

این ضابطه به ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف مشهور است و در آن ظرفیت خمشی ستونها و تیرها در اتصالات تیر به ستون در قابها باید چنان باشد که رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad 16-13$$

در این رابطه $\sum M_{pc}^*$ مجموع لنگرهای خمشی ستونهای بالا و پایین گره اتصال است که در محل تقاطع محورهای ستونها و تیرها وجود دارند. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستونها در نظر گرفته شده و مقدار آنها، با توجه به نیروهای محوری موجود در ستونها، از رابطه زیر بدست آورده می شوند:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}) \quad 17-13$$

$\sum M_{pb}^*$ مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال است، که در محل تقاطع محورهای ستونها و تیرها وجود دارند. این لنگرها با توجه به لنگرهای مورد انتظار در مفصلهای پلاستیک و مقادیر نیروی برشی در آنها از روابط زیر بدست آورده می شوند (به شکل ۱۲-۱۳ مراجعه شود):

$$\sum M_{pb}^* = \sum (V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}) \quad 18-13$$

Z_c اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g سطح مقطع ستون

F_{yc} تنش تسلیم فولاد ستون

P_{uc} مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیب بار زلزله تشدید یافته

M_{pb} لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

نکته: ستونهایی که یکی از دو شرط زیر را برآورده نمایند، لازم نیست رابطه (۷۸-۱۴) را ارضاء نمایند:

- ستونهایی که در آنها در کلیه ترکیبات بارگذاری به جز ترکیب بار زلزله تشدید یافته، $P_{uc} \leq 0.3P_c$ بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

$$P_c \text{ برابر با } F_{yc}.A_g$$

P_{uc} نیروی محوری فشاری بدون ضریب در طراحی به روش تنش مجاز.

- ستونهای ساختمانهای یک طبقه و ستونهای طبقه آخر ساختمانهای چند طبقه
- تعدادی از ستونهای هر طبقه که مجموع مقاومت برشی آنها کمتر از ۲۰٪ کل مقاومت برشی ستونهای آن طبقه و مجموع مقاومت برشی آنها که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳٪ کل مقاومت برشی ستونهای آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می شود که در فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ستونهای هر طبقه که در آن نسبت مقاومت برشی ستونها به برش وارده در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقه فوقانی آن باشد. با توجه به اینکه ضابطه اخیر مختص قابهای خمشی فولادی ویژه است، در طراحی اتصالات این قابها ضابطه فوق به طور کامل تشریح می گردد.

۱۳-۴-۲ طراحی اتصالات صلب در قابهای خمشی با شکل پذیری معمولی

حد شکل پذیری معمولی برای سازه هایی بکار می رود که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد، مطرح نیست و تنها تامین تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای رفت و برگشتی زلزله مورد نظر است. طراحی تیرها، ستونها، اتصال تیر به ستون، ورقهای پیوستگی و وصله تیرها و ستونها در قابهای خمشی با شکل پذیری معمولی باید به صورتی انجام گیرد که تحت اثر بارهای مفروض، تنش در آنها از مقادیر تنش مجاز تجاوز نکند. مراحل گام به گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل پذیری معمولی به صورت زیر است:

a- محاسبه لنگر و برش طراحی

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات خمشی تیرها به ستونها مقاومت خمشی مورد نیاز طراحی اتصال برابر است با:

$$M_u = 1.1 R_y M_p \quad ۱۳-۱۹$$

M_u مقاومت خمشی مورد نیاز طراحی

M_p لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

R_y نسبت تنش تسلیم

R_y که برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر است، طبق جدول ۱۳-۴ تعیین می شود.

جدول ۴-۱۳ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق ها و تسمه ها

همچنین مقاومت برشی مورد نیاز V_u به شرح زیر محاسبه می شود (به شکل ۱۳-۱۲ مراجعه شود):

$$V_u = \frac{\sum M_u}{L} + \frac{q_u L}{2} \quad ۲۰-۱۳$$

L طول کل تیر

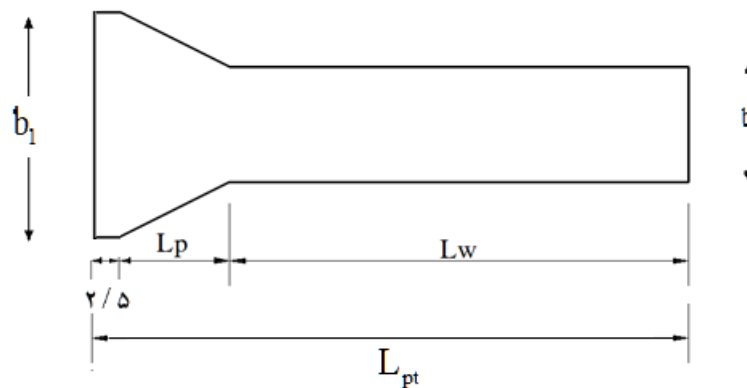
q_u بار ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می شود ($q_u = 1.2q_D + q_L + 0.2q_S$)

b- تعیین نیروی F

به گام ۲ بخش (۱۲-۲-۱) مراجعه شود.

c- طراحی صفحه کششی

طبق شکل ۱۳-۹ برای طراحی صفحه کششی نتیجه می شود:



شکل ۱۳-۹ نمایش صفحه فوقانی (کله گاوی)

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_u = F$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

$$A_{we} = b_1 t_t$$

$$F_{nw} = F_y$$

$$L_p = \frac{b_1 - b_2}{2 \tan(\alpha)}, \quad \alpha \leq 30^\circ$$

۲۱-۱۳

$$L_{pt} = 2.5 + \frac{b_1 - b_2}{2 \tan(\alpha)} + L_w$$

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

b_1 عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به ستون که $b_1 \leq b_{fc}$
 b_2 عرض ورق کششی در ناحیه اتصال به تیر که برابر است با $b_{fb} - 3cm$
 t_t ضخامت ورق کششی
 β ضریب کنترل جوش
 F_{nw} بر اساس ظرفیت کششی ورق تعیین می شود.

عرض ورق کششی باید کمتر از عرض بال تیر باشد تا ورق با جوش افقی براحتی به بال تیر متصل می گردد.

کنترل ورق در قسمت باریک برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$$R_u \leq \phi R_n = 0.9 R_n$$

$$R_u = F$$

$$R_n = F_n(b_2 t_p) \quad , \quad F_n = F_y$$

۲۲-۱۳

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

d- محاسبه جوش شیاری مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

سطح جوش لب مورد نیاز در صفحه کششی از تقسیم F بر تنش جوش بدست می آید. عرض این صفحه باید کمتر از عرض بال

ستون باشد تا به راحتی بر روی ستون جوش شود.

e- طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

همانطور که قبلا اشاره شد، جوش گوشه صفحه کششی به بال تیر باید ظرفیتی برابر یا بیشتر از ظرفیت جوش لب صفحه کششی

به ستون داشته باشد. بنابراین نتیجه می شود:

$$R_u \leq \phi R_n = 0.75 R_n$$

$$R_u = F$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

$$A_{we} = L_{we} (0.707 a_w)$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$$

$$L_{we} = 2L_w + b_2$$

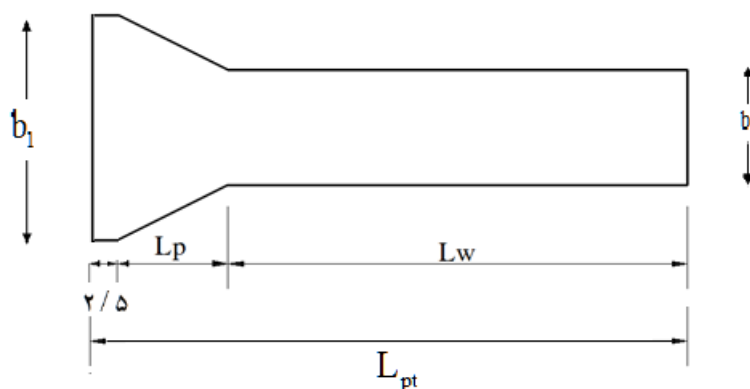
۲۳-۱۳

$\phi = 0.75$ ضریب کاهش مقاومت

با فرض L_{we} می توان بعد جوش گوشه ورق کششی به تیر را محاسبه نمود.

f- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

طبق شکل ۱۰-۱۳ برای کنترل صلبیت ورق کششی نتیجه می شود:



شکل ۱۰-۱۳ نمایش ورق فوقانی

$$L_{pt} = 2.5 + L_p + L_w$$

$$\frac{L_{pt}}{t_t} < 30$$

$$50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4t_t$$

۲۴-۱۳

توجه: این کنترل می بایست برای هر دو ورق فوقانی و تحتانی جداگانه انجام گیرد.

g- طراحی ورق تحتانی

طراحی ورق تحتانی همانند ورق فوقانی می باشد با این تفاوت که عرض ورق تحتانی به اندازه ۳ سانتی متر از عرض بال تیر بزرگتر در نظر گرفته می شود.

h- طراحی ورق اتصال جان (انتقال دهنده نیروی برشی اتصال)

ورق اتصال جان به صورت دابل در دو سمت جان تیر در نظر گرفته می شود. برای طراحی آن، برای ابعاد ورق یک حدس اولیه زده می شود و ضخامت آن در حدود ضخامت جان تیر در نظر گرفته می شود و سپس طبق روابط زیر به کنترل ورقها برای تحمل برش پرداخته می شود.

$$V_u \leq \phi_v V_n = 0.9 V_n$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$A_w = 2t_{pw} h_{pw} \quad , \quad C_v = 1.0$$

$$h_{pw} \approx (0.5 \text{ or } 0.75)(d_b - 2t_{fb})$$

۲۵-۱۳

$\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت

i- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

همان گونه که قبلاً اشاره شد، جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و پیچش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر بدست می‌آید.

j- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

جوش تحت اثر خمش و برش است که از روابط مربوط به اتصال جوشی تحت برش و خمش در فصل ۱۳ استفاده شده و بعد جوش ورق جان به تیر بدست می‌آید.

k- بررسی لزوم استفاده از ورق‌های پیوستگی در بال کششی و فشاری تیر

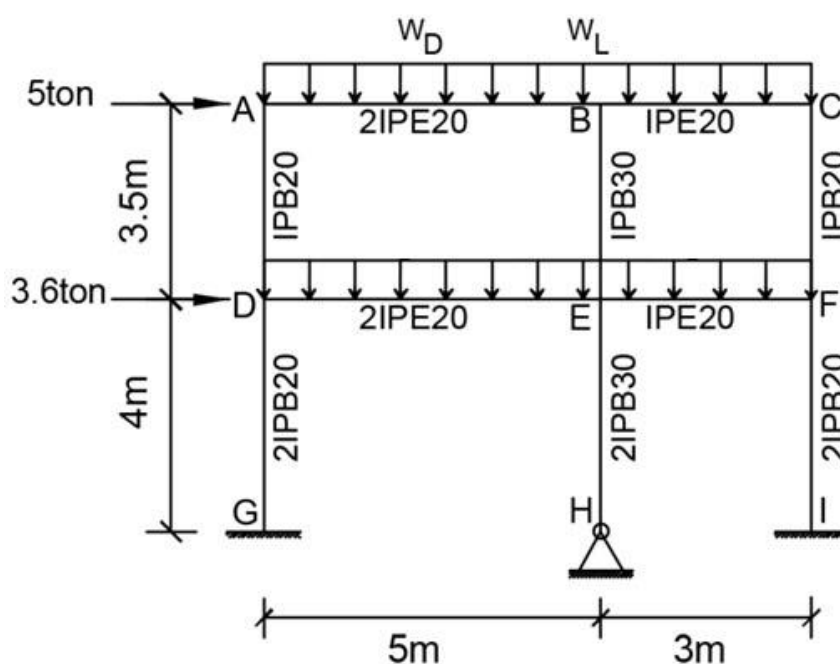
به مرحله دوازدهم بخش (۱-۲-۲-۱۲) مراجعه شود.

l- کنترل چشمه اتصال

به مرحله سیزدهم و چهاردهم بخش (۱-۲-۲-۱۲) مراجعه شود.

مثال ۱۳-۱**

قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری معمولی مطابق شکل ۱۱-۱۳ مورد نظر است. شدت بار زنده وارد بر تیرها 1.6ton/m و بار مرده 1.5ton/m و نیروی جانبی زلزله در طبقات اول و دوم به ترتیب 3.8ton و 5ton و نیروی محوری ضریب دار ستون 30ton می‌باشد. مطلوب است طرح کامل اتصال صلب تیر EF به ستون FI در گره F



شکل ۱۱-۱۳ قاب مثال

حل:

$IPE20(d = 20 \text{ cm}, b_f = 10 \text{ cm}, t_w = 0.56 \text{ cm}, t_f = 0.85 \text{ cm}, S_x = 194 \text{ cm}^3, Z_x = 217.28 \text{ cm}^3)$

$IPB20(d = 20 \text{ cm}, b_f = 20 \text{ cm}, t_w = 0.9 \text{ cm}, t_f = 1.5 \text{ cm}, S_x = 643 \text{ cm}^3, A = 78.1 \text{ cm}^2, c = 3.3 \text{ cm})$

گام ۱- محاسبه لنگر و برش طراحی اتصال

با توجه به بند ۱۰-۱۰-۱-۱ قسمت پ-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، لنگر طراحی اتصال برابر است با:

$$M_u = 1.1 \times R_y \times (Z_x F_y) = 1.1 \times 1.2 \times 217.28 \times 2400 = 688343 \text{ kg.cm}$$

با توجه به بند ۱۰-۱۰-۱-۱ قسمت پ-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برش وارد بر اتصال برابر است با:

$$q_u = 1.2q_D + q_L + 0.2q_S = 1.2 \times 1.5 + 1 \times 1.6 = 3.4 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$V_u = \frac{\sum M_u}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$V_u = \frac{2 \times 6.88}{3} + \frac{3.4 \times 3}{2} = 9.68 \text{ ton}$$

گام ۲- محاسبه نیروی کششی و فشاری وارد بر ورق های بالاسری و زیر سری

فرض می شود:

$$t_t = 2.5 \text{ cm}$$

$$F = \frac{M_u}{d + t_t} = \frac{688343}{20 + 2.5} = 30593 \text{ kg}$$

گام ۳-

طراحی ورق بالاسری بر اساس ظرفیت جوش نفوذی سر آن به ستون

$$R_u \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 30593 \text{ kg}$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 2400 \times A_{we}$$

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow 30593 \leq 0.9 \times 0.75 \times 2400 \times A_{we} \Rightarrow A_{we} \geq 18.88 \text{ cm}^2$$

$$t_t = 25 \text{ mm} \Rightarrow b_1 t_t \geq 18.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow b_1 \geq 7.55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 10 \text{ cm} \leq b_{fc} = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 10 = 7.5 \text{ cm} \leq b_{fb} - 2 = 8 \text{ cm}$$

کنترل ورق بالاسری در قسمت باریک برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$$R_u \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 30593 \text{ kg}$$

$$R_n = F_n A_g = F_y \times b_2 t_t$$

$$R_n = 2400 \times 7.5 \times 2.5 = 45000 \text{ kg}$$

$$R_u = 30593 \text{ kg} \leq \phi R_n = 0.9 \times 45000 \text{ kg}$$

در نتیجه ابعاد ورق بالاسری مناسب می باشد.

گام ۴-

محاسبه جوش شیاری مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون:

با توجه به محاسبه عرض b_1 و ضخامت ورق روسری، از جوش نفوذی کامل در عرض b_1 و در ضخامت ورق ($A_w = b_2 t_t$) استفاده می شود.

گام ۵-

طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

$$50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4 t_t \Rightarrow 50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4 \times 2.5 \Rightarrow L_p = 7 \text{ cm}$$

$$L_{pt} = 2.5 + L_p + L_w = 7 + 20 = 29.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{pt}}{t_t} < 30 \Rightarrow \frac{29.5}{2.5} = 11.8 < 30$$

بعد جوش ماکزیمم در نظر گرفته می شود. به همین منظور بین ورق اتصال و بال تیر، قسمت نازکتر، بال تیر است که ضخامت آن ۰.۸۵ می باشد. ساق جوش باید از مقدار ضخامت، کمتر باشد.

$$a_w = 0.8 \text{ cm}$$

$$R_u = 30593 \text{ kg} \leq \phi R_n = \phi \beta f_{nw} A_{we} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4.2 \times 0.707 \times 0.8 \times L_{we}$$

$$\rightarrow L_{we} \geq 38.5 \text{ cm}$$

$$L_{we} = 2L_w + b_2 \Rightarrow 38.5 = 2L_w + 7.5 \Rightarrow L_w \geq 15.5 \text{ cm} \Rightarrow L_w = 16 \text{ cm}$$

$$L_{pt} = 2.5 + L_p + L_w = 2.5 + 7 + 16 = 25.5 \text{ cm}$$

برای اجرایی شدن ابعاد ورق، بهتر است اندازه بدست آمده به ۳۰ سانتیمتر تغییر یابد که در این صورت، مقادیر L_p یا L_w قابل افزایش هستند.

$$L_{pt} = 30 \text{ cm} \rightarrow L_p = 7 + 4.5 = 11.5 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \rightarrow L_p = 10 \text{ cm}, 2.5 + 1.5 = 4 \text{ cm}$$

گام ۶- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

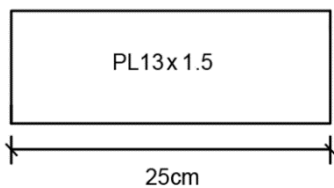
$$50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4t_t \Rightarrow 50 \text{ mm} \leq L_p \leq 4 \times 2.5 \Rightarrow L_p = 7 \text{ cm}$$

$$L_{Pt} = 2.5 + L_p + L_w = 2.5 + 7 + 16 = 25.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{Pt}}{t_t} < 30 \Rightarrow \frac{30}{2.5} = 12 < 30$$

گام ۷- طراحی ورق تحتانی

برای ورق اتصال پایین از مساحت ورق اتصال بالا استفاده می شود. بال تیر به این ورق در دو طرف جوش می شود در حالی که ورق بالا سه طرف جوش شده است.



$$\text{مساحت ورق روسری} = b_2 \times t_t = 7.5 \times 2.5 = 18.75 \text{ cm}^2$$

$$18.75 \text{ cm}^2 = \text{مساحت ورق روسری} = \text{مساحت ورق زیرسری}$$

$$\text{عرض ورق زیرسری} = b_f + 3 \text{ cm} = 10 + 3 = 13 \text{ cm}$$

$$\text{ضخامت ورق زیرسری} = t_b \geq \frac{18.75}{13} = 1.44 \text{ cm} \Rightarrow t_b = 1.5 \text{ cm}$$

ابعاد ورق زیرسری:

$$PL13 \times 1.5 (L_{we} = \frac{38.5}{2} = 19.25 \cong 20 \text{ cm})$$

گام ۸- طراحی ورق اتصال جان

$$h_{pw} \approx (0.75)(d_b - 2t_{fb}) = 0.75 \times (20 - 2 \times 0.85) = 13.72 \Rightarrow h_{pw} = 12 \text{ cm}$$

$$t_{pw} = 0.5$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 0.5 \times 12 \times 1 = 17280 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n, \quad \phi = 0.9$$

$$9600 \text{ kg} \leq 0.9 \times 17280 = 15552 \text{ kg}$$

طول ورق ۱۰ سانتیمتر فرض می شود.

گام ۹- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر

جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است.

$$b = 10 - a' = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$L_v = 12 \text{ cm}$$

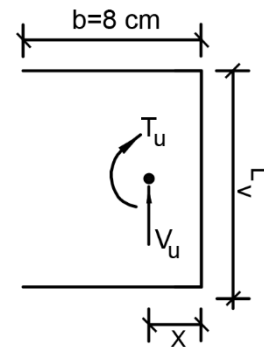
$$I_P = \frac{8b^3 + 6bL_v^2 + L_v^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L_v} = \frac{8 \times 8^3 + 6 \times 8 \times 12^2 + 12^3}{12} - \frac{8^4}{2 \times 8 + 12}$$

$$I_P = 915 \text{ cm}^3$$

$$\bar{X} = \frac{b^2}{2b + L_v} = \frac{8^2}{2 \times 8 + 12} = 2.28 \text{ cm}$$

$$e = 10 - 2.28 = 7.72 \text{ cm}$$

$$f'_y = \frac{V_u}{2(2b + L_v)} = \frac{9.68 \times 10^3}{2(2 \times 8 + 12)} = 172.85 \frac{kg}{cm}$$



با فرض دو ورق اتصال

$$f''_x = \frac{V_u e L_v}{4I_p} = \frac{9.68 \times 10^3 \times 7.72 \times 12}{4 \times 915} = 245 \frac{kg}{cm}$$

$$f''_y = \frac{V_u e (b - \bar{X})}{2I_p} = \frac{9.68 \times 10^3 \times 7.72 \times (8 - 2.28)}{2 \times 915} = 233.58 \frac{kg}{cm}$$

محاسبه برآیند:

$$f_{ur} = \sqrt{(f''_{ux})^2 + (f'_{uy} + f''_{uy})^2} = \sqrt{(245)^2 + (172.85 + 233.58)^2} = 474.56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$R_{nw} = \phi \beta (0.6 F_{ue}) t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a_w$$

$$f_{ur} \leq R_{nw} \Rightarrow 474.56 \leq 1002.17 a_w \Rightarrow a_w \geq 0.47 \text{ cm} \Rightarrow a_w = 5 \text{ mm}$$

گام ۱۰ - طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

$$M_u = V_u e = 9.68 \times 10^3 \times 7.72 = 74729.6 \text{ kg.cm}$$

$$f'_y = \frac{V_u}{2L_v} = \frac{9.68 \times 10^3}{2 \times 12} = 403.33 \frac{kg}{cm}$$

$$f''_x = \frac{V_u e}{S} = \frac{6M_u}{2L_v^2} = \frac{6 \times 74729.6}{2 \times 12^2} = 1556.87 \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f''_x)^2 + (f'_y)^2} = \sqrt{1556.87^2 + 403.33^2} = 1608.27 \frac{kg}{cm}$$

$$R_{uw} = \phi \beta (0.6 F_{ue}) t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a_w$$

$$f_{ur} \leq R_{uw} \Rightarrow 1608.27 \leq 1002.17 a_w \Rightarrow a_w \geq 1.60 \text{ cm} \Rightarrow a_w = 17 \text{ mm}$$

مقایسه با حداکثر و حداقل بعد جوش:

$$\begin{cases} t_{pl} = 5 \text{ mm} \\ t_{fc} = 1.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow t_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} a_{min} = 3 \text{ mm} \\ a_{max} = 5 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow a_w = 17 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad \text{not good}$$

در این حالت یا باید اتصال ورق به بال ستون با جوش نفوذی انجام شود که در این صورت باید محاسبات با این فرض تکرار شود.

$$t_{pl} = 20 \text{ mm} \Rightarrow a_{max} = 15 \text{ mm}$$

گام ۱۱ - بررسی لزوم استفاده از سخت کننده

الف) ناحیه کششی

$$F > \phi R_n = \phi(6.25F_{yf}t_f^2) \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$30593.02 \text{ kg} \leq 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times 1.5^2 = 30375 \text{ kg}$$

از آنجایی که رابطه بالا برقرار نمی باشد نیاز به سخت کننده در ناحیه کششی می باشد.

محاسبه سطح مقطع سخت کننده ها:

$$A_{st} = \frac{T - \phi R_n}{0.9F_{yst}} = \frac{30593.02 - 30375}{0.9 \times 2400} = 0.1 \text{ cm}^2$$

از 2PL160x80x10mm برای سخت کننده ها استفاده می شود.

ب) ناحیه فشاری- کنترل تسلیم موضعی جان ستون

$$N = \min(t_p, t_{fb}) \geq K_c$$

$$N = 3.3 \text{ cm}$$

$$F > \phi R_n = \phi(5K_c + N)F_{yw}t_w \quad ; \quad \phi = 1.0$$

$$\frac{30593.02}{2} = 15296.5 \text{ kg} < 1.0(5 \times 3.3 + 3.3) \times 2400 \times 0.9 = 42768 \text{ kg}$$

از این کنترل نیاز به استفاده از سخت کننده در ناحیه فشاری نمی باشد.

پ) ناحیه فشاری- کنترل کمانش فشاری در جان ستون

$$F > \phi R_n = \phi \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h - 2c} \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$\frac{30593.02}{2} = 15296.5 \text{ kg} < 0.9 \frac{24 \times 0.9^3 \sqrt{2.1 \times 10^6 \times 2400}}{(20 - 2 \times 3.3)} = 92693.5 \text{ kg}$$

از این کنترل نیاز به سخت کننده در ناحیه فشاری نمی باشد.

ت) ناحیه فشاری- کنترل لهیدگی جان

$$T_u \leq \phi \times 0.4t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$T_u \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.9^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3.3}{20} \right) \left(\frac{0.9}{1.5} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 2400 \times 1.5}{0.9}}$$

$$T_u = \frac{30593.02}{2} \text{ kg} \leq 27394.9 \text{ kg}$$

از این کنترل نیاز به سخت کننده در ناحیه فشاری نمی باشد.

گام ۱۲- کنترل چشمه اتصال

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u$$

$$V_{up} = \frac{6.88 \times 10^5}{20} - 3.8 \times 10^3 = 30600 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.4 \Rightarrow \frac{30 \times 10^3}{78.1 \times 2 \times 2400} = 0.08 < 0.4$$

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 20 \times 0.9 \times 2 = 51840 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 51840 = 46656 \text{ kg}$$

$$30600 \text{ kg} < 46656 \text{ kg}$$

۱۳-۴-۳ طراحی اتصالات صلب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط

این حد (شکل‌پذیری متوسط) برای سازه‌هایی الزامی است که در آنها پاسخ سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیر خطی می‌شود و مقاطع سازه باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد و کمانش موضعی برخوردار باشند. سازه‌ای در این رده قرار می‌گیرد که ضوابط خاص این بخش را برآورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه‌ها ۰,۰۲ رادیان و دوران فرا ارتجاعی حدود ۰,۰۱ رادیان است.

طراحی قابهای خمشی متوسط، باید چنان انجام شود که مفصل پلاستیک خمشی در داخل تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید $0.5d_b$ در نظر گرفته شود، لیکن لزومی ندارد این فاصله بیش از $1.5d_b$ باشد. (d_b ارتفاع مقطع تیر است). این امر یا از طریق تقویت تیر در محل اتصال به بر ستون انجام می‌شود، و یا با تضعیف مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و همچنین استفاده از اتصالات از پیش تایید شده عملی می‌گردد. لازم به ذکر است که مهندسین در کارهای معمول خود از قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در طراحی قابهای صلب استفاده می‌نمایند. مراحل گام به گام طراحی اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط به صورت زیر است:

a- محاسبه لنگر و برش طراحی

طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصال تیر به ستون باید برای برش مورد انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد.

$$V_{pr} = \frac{\sum M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \quad ۲۶-۱۳$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \quad ۲۷-۱۳$$

$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr} \quad ۲۸-۱۳$$

$$V_u = V_{pr} + q_u S_h \quad ۲۹-۱۳$$

M_u و V_u ممان و برش اتصال

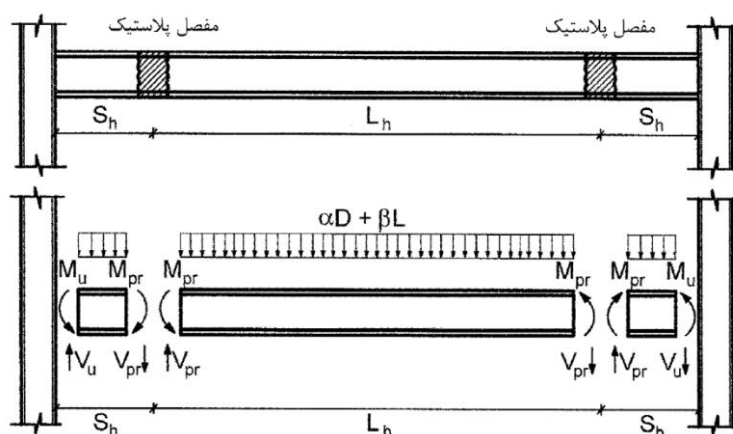
M_{pr} و V_{pr} ممان و برش مورد انتظار تیر

$S_h = 0.5d$ OR $1.5d$

M_p لنگر پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $Z.F_y$

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر

C_{pr} ضریب سخت شدگی و قیود



شکل ۱۳-۱۲ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی برای طراحی اتصال

C_{pr} ضریبی است که در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل سخت شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون می باشد از رابطه زیر بدست می آید:

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad ۳۰-۱۳$$

qu بار ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می شود.

برای طراحی اتصال صلب با شکل پذیری متوسط باید از مقادیر M_u و V_u استفاده نمود.

b- گام دوم تا دهم

گام دوم تا دهم طراحی اتصال صلب در قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی معمولی است. بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می شود. از طرفی در اتصالات قابهای خمشی متوسط نیازی به اعمال مرحله ۱۵ از بخش (۱۴-۲-۱) نمی باشد. به عبارتی کنترل ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف مختص قاب خمشی ویژه است.

c- بررسی لزوم سخت کننده

علاوه بر رعایت ضوابط شکل پذیری معمولی ضابطه زیر باید رعایت شود. برای حد شکل پذیری متوسط در مورد ستون های H شکل اگر ضخامت بال ستون از دو مقدار زیر بیشتر شود، نیازی به ورق پیوستگی نیست.

$$t_{cf} > 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}}{R_{yc}}} \quad ۳۱-۱۳$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

b_{bf} پهنای بال تیر

t_{bf} ضخامت بال تیر

t_{cf} ضخامت بال ستون

Ryc مقدار Ry برای ستون

Ryb مقدار Ry برای تیر

در انتخاب ابعاد سخت کننده باید محدودیت های زیر رعایت شود:

$$2b_s + t_{wc} \geq \max \left\{ \frac{2}{3} b_1, \frac{2}{3} b_{fb} \right\} \quad ۳۲-۱۳$$

$$t_s \geq \max \left\{ \frac{t}{2}, \frac{b_s}{16} \right\}$$

b_{bf} پهنای بال تیر

b₁ عرض ورق اتصال بال تیر

t ضخامت ورق اتصال تیر

h_s ارتفاع سخت کننده که برابر با ارتفاع آزاد جان ستون h_c

برای حد شکل پذیری متوسط علاوه بر ضوابط فوق، ضوابط زیر نیز باید کنترل شود:

$$2b_s + t_{wc} \geq \max \left\{ b_1, b_{fb} \right\} \quad ۳۳-۱۳$$

اگر از هر دو سمت بال ستون، دو تیر با اتصال صلب به ستون متصل شده باشد:

$$t_s \geq t \quad ۳۴-۱۳$$

در ستون H شکل برای رعایت کمانش موضعی:

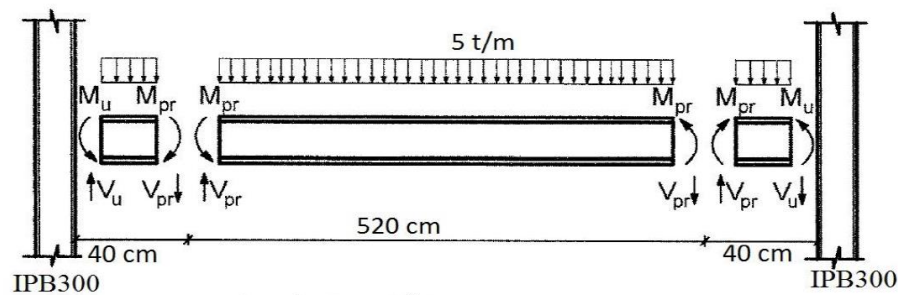
$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ۳۵-۱۳$$

d- کنترل برش در چشمه اتصال

به مرحله یازدهم در بخش (۱۴-۲-۱) مراجعه شود.

مثال ۲-۱۳

مطلوبست طراحی اتصال صلب تیر به ستون از نوع ورق روسری و زیر سری با سطح شکل پذیری متوسط. این اتصال مربوط به طبقه دوم ساختمانی ۴ طبقه می باشد. نیروی برشی ضریب دار ستون در طبقه بالای تیر ۶ تن و نیروی محوری ضریب دار ستون ۵۰ تن می باشد. مقطع ستون IPB30 و مقطع تیر IPE30 است و اتصال صلب در هر دو سمت ستون وجود دارد (دو تیر IPE30 با مشخصات مشابه به ستون وصل می شوند). اتصال به بال ستون می باشد. طول دهانه آزاد تیر ۶ متر و شدت بار ضریب دار مرده و زنده وارد بر تیر $q_u = 1.2q_D + q_L = 5 \frac{ton}{m}$ و فاصله مفصل پلاستیک از لبه ستون ۴۰ سانتیمتر فرض می شود.



شکل ۱۳-۱۳ قاب مثال

حل:

IPB30: $d=30\text{cm}$, $b_f=30\text{cm}$, $t_w=1.1\text{cm}$, $t_f=1.9\text{cm}$, $A=149.11\text{cm}^2$ IPE30: $d=30\text{cm}$, $b_f=15\text{cm}$, $t_w=0.71\text{cm}$, $t_f=1.07\text{cm}$, $A=53.8\text{cm}^2$, $Z=628\text{cm}^3$

گام ۱- محاسبه لنگر و برش طراحی اتصال

محل مفصل پلاستیک در انتهای ورق های اتصال بال های بالا و پایین است. در شروع حل، طول این ورقها نامشخص می باشد در نتیجه یک حدس اولیه زده می شود، اگر در ادامه مقادیر واقعی با حدس اولیه اختلاف قابل ملاحظه ای داشت، باید دوباره برگشته و محاسبات تکرار شود.

لنگر طراحی اتصال برابر است با:

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \not\leq 1.2 \Rightarrow C_{pr} = 1.2$$

مقطع مورد شده می باشد در نتیجه:

$$R_y = 1.2$$

لنگر پلاستیک برابر است با:

$$M_p = ZF_y$$

$$M_p = 628 \times 2400 = 1507200 \text{ kg.cm}$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$M_{pr} = 1.2 \times 1.2 \times 1507200 = 21.7 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 21700 \text{ kg.m}$$

بر اساس تعادل میانی تیر بدست می آید:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2}$$

$$V_{pr} = \frac{2 \times 21.7 \times 10^5}{520} + \frac{5 \times 10^3 \times 10^{-2} \times 520}{2} = 21346 \text{ kg}$$

محاسبه M_u و V_u بر اساس تعادل قطعه اول و آخر:

$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}$$

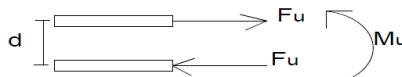
$$M_u = 21346 \times 0.4 + \frac{5000 \times 0.4^2}{2} + 21700 = 30368 \text{ kg.m}$$

$$V_u = V_{pr} + q_u S_h$$

$$V_u = 21346 + 5000 \times 0.4 = 23346 \text{ kg}$$

گام ۲-

محاسبه نیروی کششی و فشاری وارد بر ورق‌های روسری و زیرسری

فرض $t_t = 2.5 \text{ cm}$

$$F_u = \frac{M_u}{d} = \frac{30.648 \times 10^5}{32.5} = 94301.5 \text{ kg}$$

گام ۳-

طراحی ورق بالاسری (b_1, b_2, t_t) بر اساس کفایت جوش ورق

$$R_u \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 94301.5 \text{ kg}$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 2400 \times A_{we}$$

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow 94301.5 \leq 0.9 \times 0.75 \times 2400 \times A_{we} \Rightarrow A_{we} \geq 58.21 \text{ cm}^2$$

$$t_t = 25 \text{ mm} \Rightarrow b_1 t_t \geq 58.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow b_1 \geq 23.28 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm} \leq b_{fc} = 30 \text{ cm}$$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 25 = 18.75 \text{ cm} \leq b_{fb} = 15 \text{ cm}$$

$$t_t = 3.5 \text{ cm} \Rightarrow b_1 t_t \geq 58.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow b_1 \geq 16.63 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = 18 \text{ cm}$$

$$b_2 = \beta b_1 = 0.75 \times 18 = 13.5 \text{ cm} \leq b_{fb} = 15 \text{ cm}$$

کنترل ورق در قسمت باریک (b_2) برای تحمل نیروی F بر اساس معیار کشش:

$$R_u \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.9$$

$$R_u = F = 94301.5 \text{ kg}$$

$$R_n = F_n (b_2 t_t), \quad F_n = F_y$$

$$R_n = 2400 \times 13.5 \times 3.5 = 113400 \text{ kg}$$

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow 94301.5 \text{ kg} \leq 0.9 \times 113400 = 102060 \text{ kg}$$

در نتیجه ابعاد ورق بالاسری مناسب می باشد.

گام ۴-

محاسبه جوش شیارى مورد نیاز جهت اتصال صفحه کششی به ستون

جوش لب صفحه فوقانی، کارگاهی و تحتانی به ستون، کارخانه ای می باشد.

گام ۵-

طراحی جوش گوشه برای اتصال صفحه کششی به بال تیر

از آنجا که ضخامت ورق از ۱.۵ سانتیمتر بیشتر می باشد، الکتروود سازگار با آن، الکتروود E70 می باشد

$$R_u \leq \phi R_n, \quad \phi = 0.75$$

$$R_u = F = 94301.5 \text{ kg}$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times L_{we} (0.707 a_w) = 1558.9 L_{we} a_w$$

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow 94301.5 \text{ kg} \leq 0.75 \times 1558.9 L_{we} a_w = 1169.175 L_{we} a_w$$

بعد جوش ماکزیمم انتخاب می شود. بین ورق اتصال و بال تیر، قسمت نازکتر، بال تیر می باشد که ضخامت آن ۱,۰۷ سانتیمتر می باشد

که با توجه به جدول (۴-۱۱) حداقل بعد جوش $a_{min} = 5 \text{ mm}$ می باشد. ضمناً برای بعد حداکثر جوش داریم:

$$a_{max} = \min\{t_t - 2, t_f\} = \min\{35 - 2, 10.7\} = 10.7 \Rightarrow a_w = 9 \text{ mm}$$

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow 94301.5 \text{ kg} \leq 1169.175 L_{we} a_w$$

$$\xrightarrow{a_w = 9 \text{ mm}} L_{we} \geq \frac{94301.5}{1169.175 \times 0.9} = 89.62 \text{ cm} \Rightarrow L_{we} = 90 \text{ cm}$$

$$L_{we} = 2L_w + b_2 \Rightarrow L_w = \frac{90 - 13.5}{2} = 38.25 \text{ cm}$$

$$l'_p = \frac{18 - 13.8}{2 \tan 30} = 4.0 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \leq l_p \leq 4t_t \rightarrow l_p = 5.0 \text{ cm}$$

$$L_{pt} = 2.5 + 5.0 + 38.25 = 45.38 \Rightarrow L_{pt} \cong 45 \text{ cm}$$

طول ورق با فرض اولیه ۴۰ سانتیمتر در صورت مسئله برای موقعیت مفصل پلاستیک اختلاف زیادی ندارد.

گام ۶- کنترل صلبیت ورق اتصال کششی

$$\frac{L_{pt}}{t_t} < 30 \Rightarrow \frac{45}{3.5} = 12.85 < 30$$

گام ۷- طراحی ورق تحتانی

برای ورق اتصال پایین از مساحت ورق اتصال بالا استفاده می شود. (بال تیر به این ورق در دو طرف جوش می شود در حالی که ورق بالا سه طرف جوش شده است)

$$b_2 \times t_t = 13.5 \times 3.5 = 47.25 \text{ cm}^2 \text{ مساحت ورق روسری}$$

$$47.25 \text{ cm}^2 \text{ مساحت ورق روسری} = \text{مساحت ورق زیرسری}$$

$$b_f + 3 \text{ cm} = 15 + 3 = 18 \text{ cm} \text{ عرض ورق زیرسری}$$

$$t_b \geq \frac{47.25}{18} = 2.625 \text{ cm} \rightarrow t_b = 2.8 \text{ cm} \text{ ضخامت ورق زیرسری}$$

$$l = \frac{89.62}{2} + (a' = 2 \text{ cm}) = 46.8 \text{ cm} \rightarrow l = 50 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{use PL } 50 * 18 * 2.8$$

گام ۸- طراحی ورق اتصال جان

ورق اتصال جان به صورت دوپل در دو سمت قرار می گیرد. ابتدا یک حدس اولیه برای ابعاد ورق زده می شود و ضخامت آن در حدود ضخامت جان تیر در نظر گرفته می شود.

کنترل ابعاد ورق برای تحمل برش:

$$(h - 2c)_{beam} = 24.9 \text{ cm} \Rightarrow h_{pl} = 23 \text{ cm}$$

$$t_{plw} = 0.6$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 0.6 \times 23 \times 1 = 39744 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n, \quad \phi = 0.9$$

$$23346 \text{ kg} \leq 0.9 \times 39744 = 35769.6 \text{ kg}$$

طول ورق ۱۰ سانتی متر فرض می شود.

گام ۹- طراحی جوش گوشه ورق جان به تیر (به صورت دور تا دور)

جوش ورق جان به تیر تحت برش و پیچش است.

$$b = 10 - a' = 10 - 1 = 9 \text{ cm}$$

$$L_v = 23 \text{ cm}$$

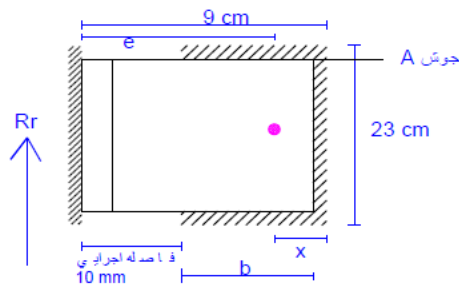
$$I_p = \frac{8b^3 + 6bL_v^2 + L_v^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L_v} = \frac{8 \times 9^3 + 6 \times 9 \times 23^2 + 23^3}{12} - \frac{9^4}{2 \times 9 + 23}$$

$$I_p = 3720 \text{ cm}^3$$

$$\bar{X} = \frac{b^2}{2b + d} = \frac{9^2}{2 \times 9 + 23} = 1.97 \text{ cm}$$

$$e = 10 - 1.97 = 8.03 \text{ cm}$$

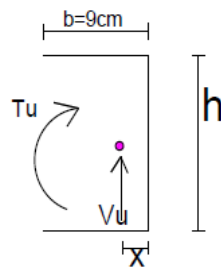
$$f'_y = \frac{V_u}{2(2b + h)} = \frac{23346}{2(2 \times 9 + 23)} = 285 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$



با فرض دو ورق اتصال

$$f''_x = \frac{V_u e h}{4I_p} = \frac{23346 \times 8.03 \times 23}{4 \times 3720} = 290 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f''_y = \frac{V_u e (b - \bar{X})}{2I_p} = \frac{23346 \times 8.03 \times (9 - 1.97)}{2 \times 3720} = 177 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$



محاسبه برآیند:

$$f_{ur} = \sqrt{(f_{ux}'')^2 + (f_{uy}' + f_{uy}'')^2} = \sqrt{(290)^2 + (285 + 177)^2} = 545 \frac{kg}{cm^2}$$

$$R_{nw} = \phi \beta (0.6 F_{ue}) t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 a_w$$

$$f_{ur} \leq R_{nw} \Rightarrow 545 \leq 1169.2 a_w \Rightarrow a_w \geq 0.46 \text{ cm} \Rightarrow a_w = 5 \text{ mm}$$

گام ۱۰- طراحی جوش گوشه ورق جان به ستون

$$M_u = V_u e = 23346 \times 8.03 = 187468.38 \text{ kg.cm}$$

$$f_y' = \frac{V_u}{2h} = \frac{23346}{2 \times 23} = 507.52 \frac{kg}{cm}$$

$$f_x'' = \frac{V_u e}{S} = \frac{6M_u}{2h^2} = \frac{6 \times 187468.38}{2 \times 23^2} = 1063.15 \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_x'')^2 + (f_y')^2} = \sqrt{1063.15^2 + 507.52^2} = 1178.08 \frac{kg}{cm}$$

$$R_{nw} = \phi \beta (0.6 F_{ue}) t_e = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 a_w$$

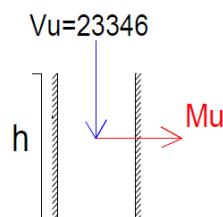
$$F_{ur} \leq R_{nw} \Rightarrow 1178.08 \leq 1169.2 a_w \Rightarrow a_w \geq 1.01 \text{ cm} \Rightarrow a_w = 10 \text{ mm}$$

مقایسه با حداکثر و حداقل بعد جوش:

$$\begin{cases} t_{pl} = 6 \text{ mm} \\ t_{fc} = 19 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow t_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \begin{cases} a_{min} = 3 \text{ mm} \\ a_w = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm} \rightarrow \text{not good} \\ a_{max} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

در این حالت یا باید اتصال ورق به بال ستون با جوش نفوذی انجام شود که در این صورت باید محاسبات با این فرض تکرار شود. یا اینکه چون بعد جوش ماکزیمم تابع ضخامت ورق می باشد. ضخامت آنرا را زیاد کرده تا حداقل بعد جوش ماکزیمم ۱۰ میلیمتر شود.



$$t_{pl} = 12 \text{ mm} \Rightarrow a_{max} = 12 - 2 = 10 \text{ mm}$$

گام ۱۱ - بررسی لزوم استفاده از سخت کننده

الف) ناحیه کششی

خمش موضعی بال در مقابل نیروی محوری کششی

$$F > \phi R_n = \phi (6.25 F_{yf} t_f^2) \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$94301.5 \text{ kg} \leq 0.9 (6.25 \times 2400 \times 1.9^2) = 48735 \text{ kg}$$

برای حد شکل‌پذیری متوسط در مورد ستون‌های H شکل اگر ضخامت بال ستون از دو مقدار زیر بیشتر شود، نیازی به ورق پیوستگی نیست (علاوه بر ضابطه بالا باید رعایت شود)

$$t_{cf} > 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}}{R_{yc}}}$$

$$1.9 \text{ cm} \not\geq 0.4 \sqrt{1.8 \times 15 \times 1.07 \frac{1.2}{1.2}} = 2.14 \text{ cm}$$

$$t_{fc} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

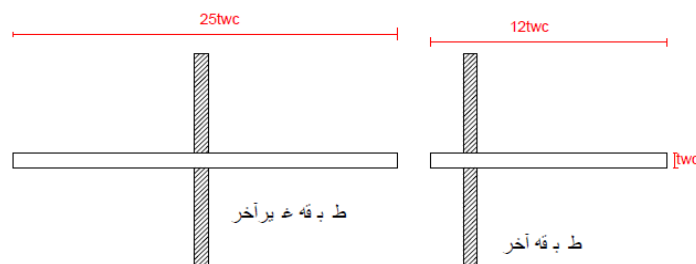
$$1.9 \text{ cm} \not\geq \frac{15}{6} = 2.5 \text{ cm}$$

از آنجا که رابطه بالا برقرار نمی‌باشد نیاز به سخت کننده در ناحیه کششی می‌باشد.

محاسبه سطح مقطع سخت کننده‌ها:

ورق پیوستگی در مقابل بال کششی تیر طبق ضوابط اعضای کششی و در مقابل اعضای فشاری طبق ضوابط اعضای فشاری باید طراحی گردد. از آنجا که در اینجا لنگر تیر ناشی از زلزله و رفت و برگشتی است و هر یک از دو بال تیر همزمان می‌تواند کششی یا فشاری باشد. پس طراحی باید برای هر دو حالت انجام شود.

در اینجا طراحی برای فشار که بحرانی‌تر می‌باشد، انجام می‌گیرد. این طراحی مشابه سخت کننده‌ها زیر بار متمرکز می‌باشد.



بار فشاری برابر با ۹۴۳۰۱٫۵ کیلو گرم می‌باشد و فرض اولیه $F_{cr} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد.

$$P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$94301.5 \leq 0.9 \times 2000 A_g \Rightarrow A_g \geq 52.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{52.38 - 1.1 \times 27.5}{2} = 11.06 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \min \left(\phi 24 \frac{t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yw}}}{d_{wc}}, \quad 2, \quad 3 \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{F - \phi R_n}{0.9 F_{ysty}} = \frac{(94301.5 - \phi R_n)}{0.9 \times 2400}$$

ابعاد سخت کننده به صورت زیر فرض می شود:

$$b_s = 9 \text{ cm}$$

$$t_s = 3.5 \text{ cm}$$

$$2b_s + t_{wc} \geq b_1$$

$$2 \times 9 + 1.1 = 19.1 \text{ cm} \geq 18 \text{ cm}$$

$$t_s \geq t$$

$$3.5 \text{ cm} \geq 3.5 \text{ cm}$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{16}$$

$$3.5 \text{ cm} \geq \frac{9}{16} = 0.56 \text{ cm}$$

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{9}{3.5} = 2.57 \leq 0.55 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 16$$

$$A_s = 9 \times 3.5 = 31.5 \text{ cm}^2 \geq 11.06 \text{ cm}^2$$

$$h_s = h_c - 2K_c = 20.8 \text{ cm}$$

گام ۱۲- کنترل چشمه اتصال

$$V_{up} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u$$

$$V_{up} = \frac{30.735 \times 10^5}{30} + \frac{30.735 \times 10^5}{30} - 6000 = 196500 \text{ kg}$$

اگر فقط از یک سمت به ستون اتصال صلب باشد، یکی از دو جمله فوق حذف می شود، همچنین اگر در طبقه آخر، V_u صفر می شود.

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.4 \Rightarrow \frac{50 \times 10^3}{149 \times 2400} = 0.14 < 0.4$$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad , \quad \phi = 0.9$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 \times 1.1 = 47520 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 47520 = 42768 \text{ kg}$$

$$196500 \text{ kg} \nless 42768 \text{ kg}$$

نیاز به ورق مضاعف در چشمه اتصال می باشد.

ورق مضاعف به صورت یک جفت ورق در دو سمت جان ستون تعبیه می شود. ضخامت آنها باید به گونه ای در نظر گرفته شود که رابطه قبلی با جایگزین جمع ضخامت ورق های مضاعف با ضخامت جان به جای t_{wc} جوابگو باشد.

فرض می شود ضخامت ورق مضاعف برابر با ۲*۲ سانتیمتر باشد.

$$t_w = 2 \times 2 + 1.1 = 5.1 \text{ cm}$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 \times 5.1 = 220320 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 220320 = 198288 \text{ kg}$$

ضخامت جان ستون ها یا هر یک از ورق های سخت کننده باید در رابطه زیر صدق نماید:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$d_z = 30 \text{ cm}$$

$$w_z = h_c = 20.8 \text{ cm}$$

t_z حداقل ضخامت جان ستون و ورق های سخت کننده

$$t_z = \min(2, 1.1) = 1.1 \text{ cm}$$

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$1.1 \text{ cm} \geq \frac{30 + 20.8}{90} = 0.56 \text{ cm}$$

$$d_z = 30 \text{ cm}$$

$$w_z = h_c = 20.8 \text{ cm}$$

ضخامت ورق های مضاعف مناسب است.

اگر رابطه فوق تامین نشد، می توان از اتصال ورق های مضاعف کننده به جان ستون را با جوش انگشتانه انجام داد ، در اینصورت در رابطه فوق t_z برابر جمع ضخامت جان ستون و ورق های مضاعف خواهد بود.

۱۳-۴-۴ طراحی اتصالات صلب در قاب های خمشی ویژه (قاب خمشی با شکل پذیری زیاد)

شکل پذیری زیاد برای سازه هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک زیاد برخوردار باشند، بطوریکه در صورت تشکیل مکانیزم خرابی در آنها، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد. سازه ای در این رده قرار می گیرد که ضوابط خاص سازه ها با شکل پذیری زیاد را بر آورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه ها ۰,۰۴ رادیان می باشد که حدود ۰,۰۳ رادیان آن فرا ارتجاعی باشد. با توجه به جدول ۱۳-۳ اتصال پیچی به کمک ورق های روسری و زیرسری برای قاب خمشی با شکل پذیری ویژه قابل استفاده می باشد. در ادامه به معرفی این اتصال پرداخته می شود.

a- محاسبه لنگر و برش طراحی

لنگر و برش طراحی اتصال در قاب خمشی ویژه از رابطه های (۷۳-۱۴) تا (۷۶-۱۴) بدست می آید.

مرحله دوم تا سیزدهم طراحی اتصال صلب در قابهای خمشی ویژه مشابه مراحل ارائه شده برای اتصال صلب در قاب خمشی با شکل پذیری متوسط است، بنابراین از ذکر مجدد این مراحل خودداری می شود. تنها می بایست مرحله چهاردهم که ضابطه ستون قوی - تیر ضعیف (کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون) کنترل گردد. در انتها لازم است به نکات مهم طراحی قابهای خمشی ویژه دقت شود. این موارد عبارتند از:

• ورقهای پیوستگی

ورقهای پیوستگی باید در مقابل بالهای تیر یا ورقهای پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند. این ورقها برای انتقال نیروهای درون صفحه ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به کار برده می شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند.

طول ورقها باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

ضخامت ورقها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دو طرف کمتر نباشد.

پهنای ورقها باید در ستونهای با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان ستون بوده، و در ستونهای با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشد.

نسبت عرض به ضخامت در ورقهای با یک لبه متکی، نظیر ورقهای پیوستگی ستونهای H شکل، نباید از $0.55 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ و ورقهای

با دو لبه متکی، نظیر ورقهای پیوستگی ستونهای با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.4 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ کوچکتر باشد. در این روابط F_{ys} مقاومت تسلیم ورقهای پیوستگی است.

• مهاربندی جانبی اتصال تیر به ستون

به منظور جلوگیری از کمانش پیچشی ستون، لازم است اتصال در صفحه افقی در مقابل پیچش ستون مهار گردد. وقتی که جان تیرها و ستونها هم صفحه باشد و نسبت بدست آمده از رابطه (۱۴-۷۸) بیش از ۲ باشد، وجود مهار در تراز بال فوقانی تیر کافی است. دال بتن آرمه می تواند جایگزین عضو مهاری گردد. در صورت نبود شرایط فوق، وجود مهار در تراز هر دو بال تحتانی و فوقانی لازم است. نیروی لازم برای مهار مساوی ۲ درصد ظرفیت مجاز یا نهایی بال تیر می باشد.

توجه مهم: اتصال جوشی با ورق روسری و زیرسری مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از جمله اتصالات از پیش تایید شده برای قاب با شکل پذیری متوسط می باشد، اما به جهت موضوع آموزشی، مثال قبل با شکل پذیری زیاد نیز حل می گردد.

مثال ۳-۱۳

مطلوبست طراحی اتصال صلب تیر به ستون از نوع ورق روسری و زیر سری با سطح شکل پذیری زیاد. این اتصال مربوط به طبقه دوم ساختمانی ۴ طبقه می باشد. نیروی برشی ضریب دار ستون در طبقه بالای تیر ۶ تن و نیروی محوری ضریب دار ستون ۵۰ تن می باشد. مقطع ستون IPB30 و مقطع تیر IPE30 است و اتصال صلب در هر دو سمت ستون وجود دارد (دو تیر IPE30 با مشخصات مشابه به ستون وصل می شوند). اتصال به بال ستون می باشد. طول دهانه آزاد تیر ۶ متر و شدت بار ضریب دار مرده و زنده وارد بر تیر $q_u = 1.2 q_D + q_L = 5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ و فاصله مفصل پلاستیک از لبه ستون ۴۰ سانتیمتر فرض می شود.

حل:

IPB30: $d=30\text{cm}$, $b_f=30\text{cm}$, $t_w=1.1\text{cm}$, $t_f=1.9\text{cm}$, $A=149.11\text{cm}^2$

IPE30: $d=30\text{cm}$, $b_f=15\text{cm}$, $t_w=0.71\text{cm}$, $t_f=1.07\text{cm}$, $A=53.8\text{cm}^2$, $Z=628\text{cm}^3$

مراحل اول تا سیزدهم همانند مثال قبل حل می شود و فقط مرحله تیر ضعیف-ستون قوی کنترل می شود.

کنترل عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون:

با فرض اینکه ستون طبقه سوم نیز IPB30 می باشد و نیروی محوری ضریبدار آن ۴۰ تن، نتیجه می شود:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

محاسبه P_{uc}

مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته، که عبارت است از:

$$P_{uc} = P_D + 1.2P_L + \Omega \cdot 1.2P_E$$

$$P_{uc)botcolumn} = 50 + 3 \times 1.2 \times 5 = 68 \text{ ton}, \quad P_E = 5 \text{ ton}$$

$$P_{uc)topcolumn} = 40 + 3 \times 1.2 \times 3 = 50.8 \text{ ton}, \quad P_E = 3 \text{ ton}$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 1868 \left(2400 - \frac{68 \times 10^3}{149.1} \right) + 1868 \left(2400 - \frac{50.8 \times 10^3}{149.1} \right) = 7478013.68 \text{ kg.cm}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum \left(V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr} \right)$$

$$M_u = V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} + M_{pr}$$

$$M_u = 21346 \times 0.4 + \frac{5000 \times 0.4^2}{2} + 21.7 \times 10^5 = 30368 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = 3036800 \times 2 = 6073600 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

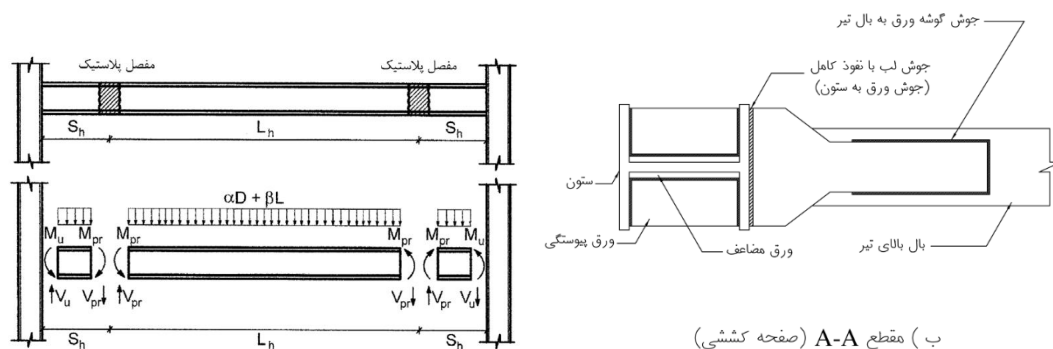
$$\frac{7478013.68}{6073600} = 1.23 > 1.0$$

مثال ۴-۱۳

اتصال صلب تیر با مقطع IPE30 به ستون IPB30 مفروض است. فرض می شود بار ثقلی گسترده ای به تیر وارد نمی

شود. طول تیر (فاصله بر تا بر ستونها) برابر ۶ متر و فاصله مفاصل پلاستیک از بر ستونها برابر ۴۰ سانتیمتر می باشد. جوش

ورق به صورت کارگاهی و بازرسی جوش به صورت چشمی انجام شده است.



شکل ۱۳-۱۴ اتصال مربوط به مثال

مطلوبست طرح ورق روسری مطابق مراحل زیر:

الف) محاسبه لنگر طراحی اتصال

ب) محاسبه نیروی کششی و فشاری ورق

پ) طراحی ابعاد ورق روسری و کنترل های لازم

حل:

گام ۱- محاسبه لنگر طراحی اتصال

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \rightarrow C_{pr} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.2$$

$$M_p = Z F_y = 628 \text{ cm}^3 * 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 15.07 \text{ ton.m}$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.2 * 1.2 * 15.07 = 21.7 \text{ ton.m}$$

$$S_h = 40 \text{ cm} \rightarrow L_h = 600 \text{ cm} - 2 * 40 \text{ cm} = 520 \text{ cm} = 5.2 \text{ m}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \rightarrow V_{pr} = \frac{2 * 21.7 \text{ ton.m}}{5.2 \text{ m}} = 8.35 \text{ tonf}$$

$$M_u = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} \rightarrow M_u = 21.7 \text{ ton.m} + 8.35 \text{ ton} * 0.4 \text{ m} = 25.04 \text{ ton.m}$$

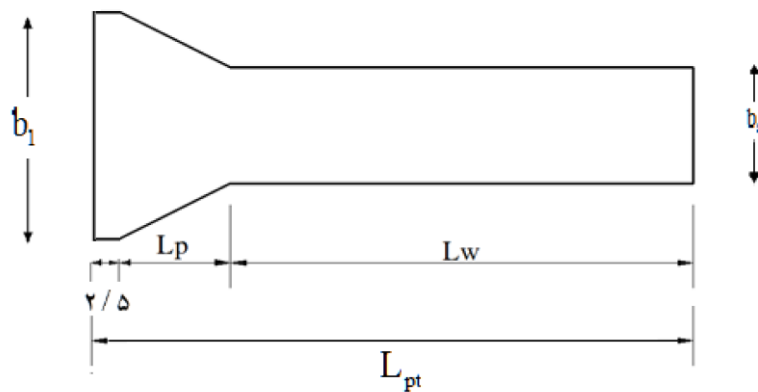
$$V_u = V_{pr} + q_u S_h \rightarrow V_u = 8.35 \text{ tonf}$$

گام ۲- محاسبه نیروی کششی و فشاری ورق

$$F_u = \frac{M_u}{d}$$

$$\text{try: } t_t = 20 \text{ mm} \rightarrow F_u = \frac{25.04 * 10^5 \text{ kgf.cm}}{30 + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} \text{ cm}} = 78.25 \text{ tonf}$$

$$(\text{later:}) \text{ try: } t_t = 30 \text{ mm} \rightarrow F_u = \frac{25.04 * 10^5 \text{ kgf.cm}}{30 + \frac{3}{2} + \frac{3}{2} \text{ cm}} = 75.9 \text{ tonf}$$



گام ۳- طراحی ابعاد ورق روسری و کنترل های لازم

$$R_u \leq \phi R_n = \phi \beta F_{nw} A_{we}$$

$$R_u = F_u = 78.25^{tonf} * 10^3 \leq 0.9 * 0.75 * 2400 * A_{we} \rightarrow A_{we} \geq 48.3 \text{ cm}^2$$

$$b_1 > \frac{A}{t} \rightarrow b_1 > \frac{48.2}{2} = 24.15 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}, A_{we} = 25 * 2 = 50 \text{ cm}^2$$

$$\text{check: } b_1 = 25 \leq b_{fc} = 30 \text{ cm O.K.}$$

$$b_2 = \beta b_1 \rightarrow b_2 = 0.75 * 25 = 18.75$$

$$\text{check } b_2 \leq b_{fb} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm NOT GOOD}$$

$$\text{try } t_t = 30 \text{ mm} \rightarrow F_u = 75.9 \text{ tonf} \leq 0.9 * 0.75 * 2400 * (3b_1) \rightarrow b_1 \geq 15.6 \text{ cm}$$

$$b_1 = 16 \text{ cm} \rightarrow b_2 = 0.75 * 16 = 12 \text{ cm} \leq 12 \text{ cm O.K.}$$

$$R_u \leq \phi R_n = \phi F_n b_2 t_t$$

$$R_u = F_u = 78.25^{tonf} \leq 0.9 * 2400 * 12 * 3 = 77.76^{tonf} \text{ say OK.}$$

۱۳-۵ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی، اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (شکل ۱۰-۳-۱۳-۱)، باید دارای شرایط زیر باشد.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲،

الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر $a + b$ در نظر گرفته شود. $b_1 a$ در شکل ۱۰-۳-۱۳-۱ نشان داده شده

است.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر، تعبیه

مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه کاهش یافته تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای،

در صورتی که تیرها در فاصله بین دو ناحیه حفاظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر

باشند، تعبیه مهارهای جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با کامل صورت گیرد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی

الزامی نیست.

(۶) اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل صورت گیرد. در این حالت برای این جوش رعایت ضابطه

طراحی خاصی الزامی نیست. در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تک پیچ شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این گونه موارد اتصال ورق تک به جان تیر باید از نوع اصطکاکی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری، و اتصال آن به بال ستون از نوع نفوذی یا جوش گوشه دو طرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی مورد نیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تک به بال ستون باید حداقل برابر ۰,۷۵ ضخامت ورق تک و ضخامت ورق تک باید حداقل برابر ۱۰ میلی‌متر باشد.

(۷) جرم واحد طول تیر نباید از ۴۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و عمق پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته شده

از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۱) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر

گرفته شود.

(۱۲) در ناحیه کاهش یافته تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند.

$$R = \frac{(4c^2 + b^2)}{8c} \quad (1-13-3-10)$$

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (2-13-3-10)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.8d \quad (3-13-3-10)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (4-13-3-10)$$

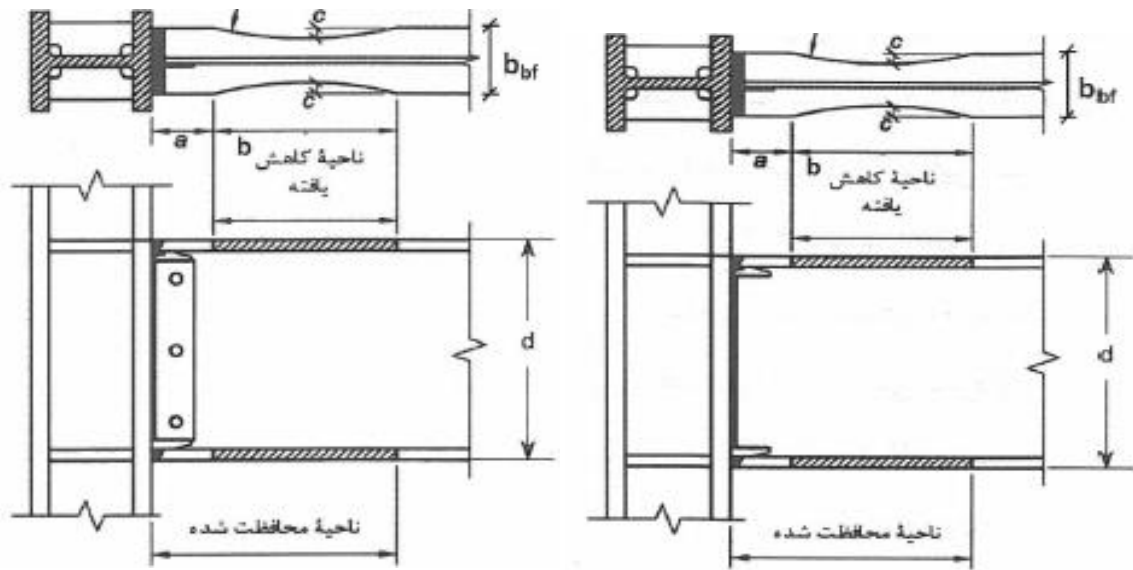
(۱۳) ستون‌ها و تیرها شامل ناحیه کاهش یافته باید دارای مقاومت کافی در برابر کلیه ترکیبات بارگذاری به استثنای ترکیبات بار

زلزله تشدید یافته باشند. همچنین در کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید اثرات مقطع کاهش یافته لحاظ شود. در کنترل تغییر

مکان جانبی نسبی طبقه بجای مدل‌سازی ناحیه کاهش یافته می‌توان تغییر مکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش یافته لحاظ

نشده است با ضریب ۱,۱ برای حالت نظیر $c = 0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از تناسب بین آنها و c

$$0.25b_{bf} \text{ بهره برد. در این اتصال شعاع برش } R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \text{ می باشد.}$$



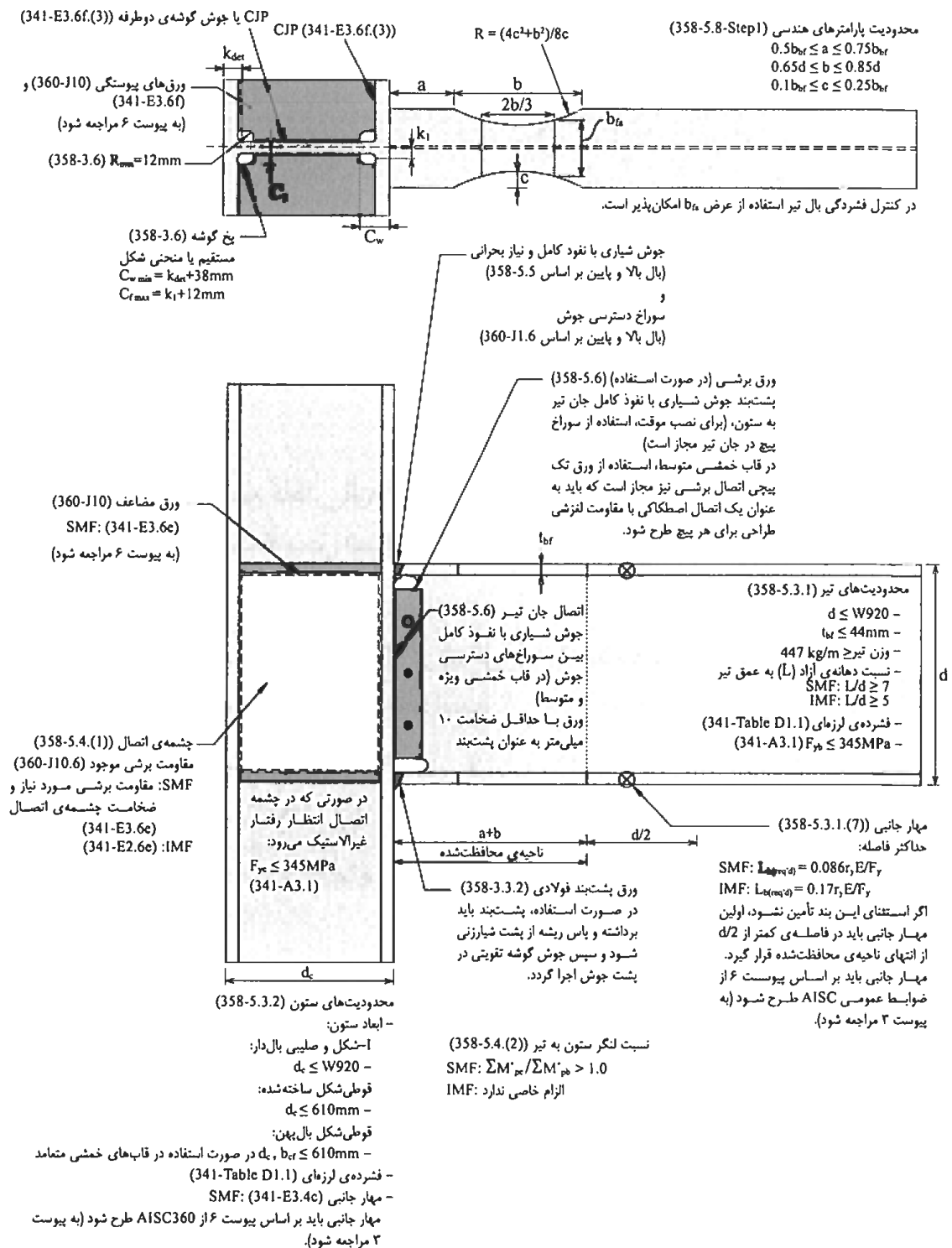
ب) فقط برای قاب‌های خمشی متوسط

الف) برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

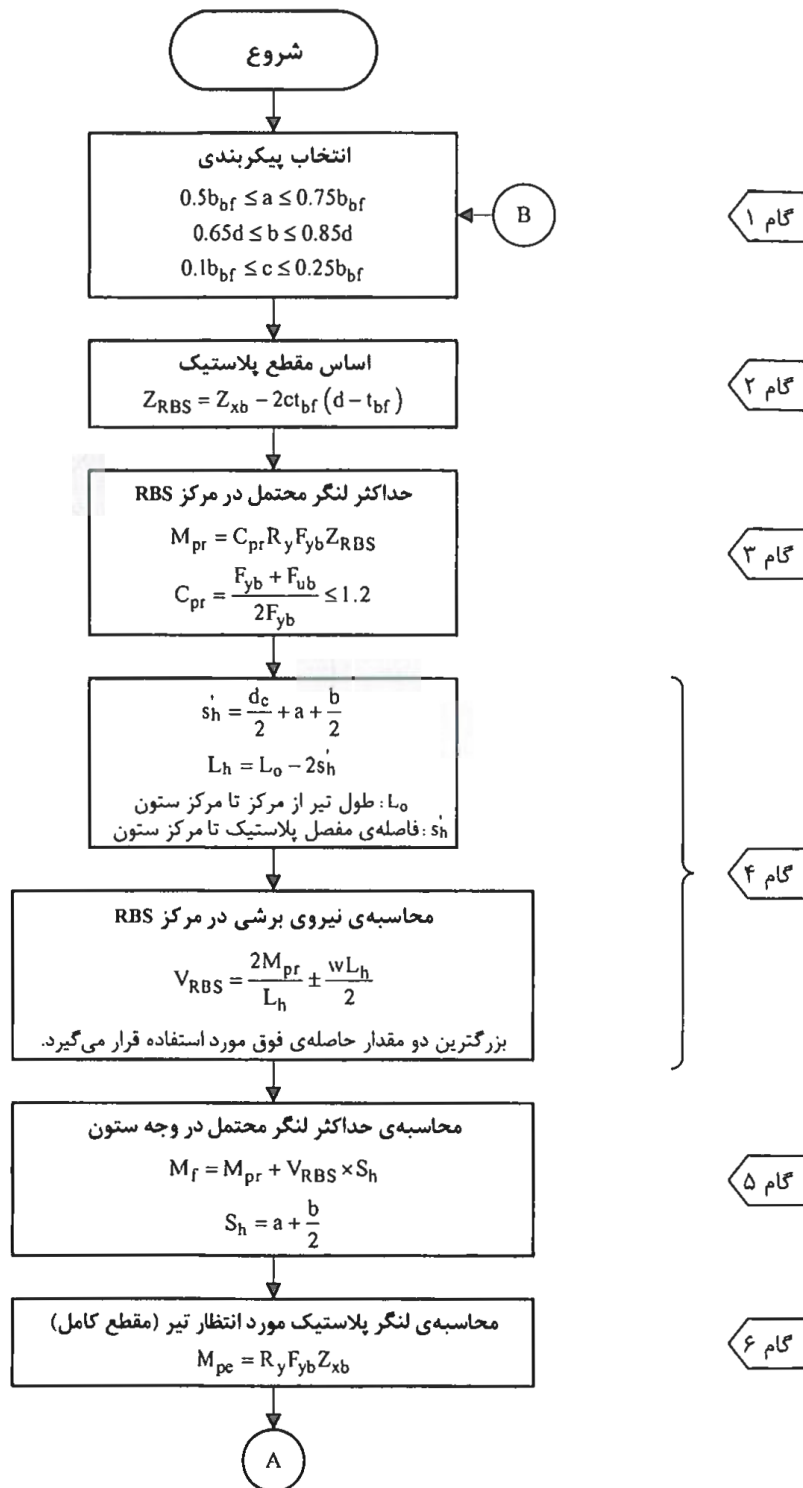
شکل ۱۳-۱۵ اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

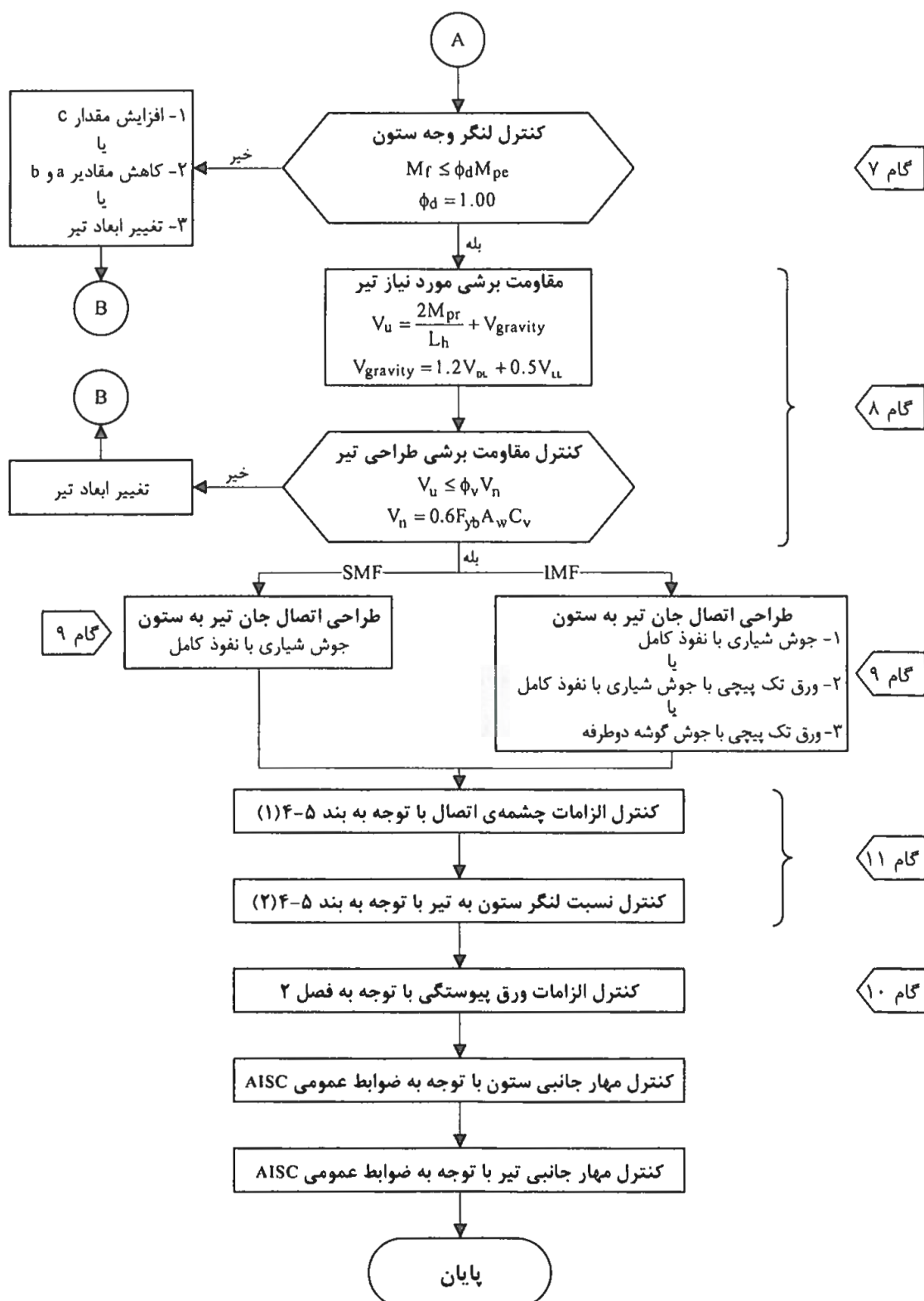
۱۳-۵-۱ خلاصه تصویری و فلوچارت

خلاصه ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۳-۱۶ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۳-۱۷ می باشد.



شکل ۱۳-۱۶ خلاصه تصویری اتصال RBS





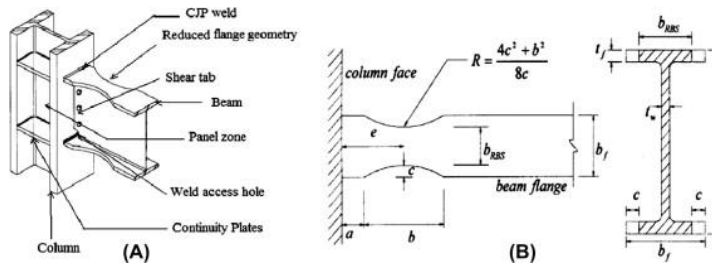
شکل ۱۳-۱۷ فلوجارت طراحی اتصال RBS

۱۳-۵-۲ مثالهای عددی

مثال ۱۳-۵

در قاب خمشی ویژه با مشخصات زیر:

سهم بار جانبی سقف از نیروی زلزله (پس از توزیع نیروی جانبی در طبقات) ۲۰ تن می باشد.



طول تیر ۸ متر، عرض بارگیر تیر ۱،۵ متر، مهار جانبی در دو سر تیر و در فواصل ۲ متری می باشد.

مشخصات مقطع تیر و ستون:

مطلوبست طرح تیر با مقطع RBS مطابق مراحل زیر:

الف) طرح هندسه مقطع RBS (تعیین a, b, c, R)

ب) کنترل ضوابط کلی سیستم مهار جانبی MRF (کنترل مصالح فولاد، ضابطه قابلیت استفاده RBS در قاب، ضریب

تنش تسلیم، ضریب اضافه مقاومت)

پ) تعیین فشردگی لازم در سیستم مهار جانبی MRF و کنترل آن

ت) تعیین مهار جانبی لازم در سیستم MRF و کنترل آن

ث) کنترل محدودیت های اتصال RBS (ضوابط نسبت ابعاد مقطع و طول تیر)

ج) محاسبه ظرفیت خمشی تیر و کنترل آن

چ) محاسبه ظرفیت برشی تیر و کنترل آن

ح) کنترل ضوابط سخت کننده عرضی تیر و طراحی آن (در صورت لزوم)

خ) نتیجه گیری (تعیین مناسب بودن تیر و اینکه کدام کنترل ها تعیین کننده هستند).

حل:

از آنجا که مقدار برش در انتهای تیر تعیین کننده خواهد بود، برش در مرکز RBS کنترل نمی گردد.

IPB55:

IPE50:

گام ۱- طرح هندسه مقطع RBS (تعیین a, b, c, R)

$$RBS: IPE50, b_f = 20cm, d = 50cm$$

$$0.5 b_{bf} \leq a \leq 0.75 b_{bf} \rightarrow 0.5 * 20 = 10cm \leq a \leq 0.75 * 20 = 15cm \rightarrow a = 12cm$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d \rightarrow 0.65 * 50 = 32.5cm \leq b \leq 0.85 * 50 = 42.5cm \rightarrow b = 40cm$$

$$0.1 b_{bf} \leq c \leq 0.25 b_{bf} \rightarrow 0.1 * 20 = 2cm \leq c \leq 0.25 * 20 = 5cm \rightarrow c = 4cm$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \rightarrow R = \frac{4*4^2 + 40^2}{8*4} = 52.0 cm$$

گام ۲- کنترل ضوابط کلی سیستم مهار جانبی MRF

محدودیت فولاد [بند ۱۰-۳-۱]

$$\frac{F_u}{F_y} \geq 1.2 \rightarrow \frac{3700}{2400} = 1.54_{ST37}, \frac{5200}{3600} = 1.44_{ST52}$$

اتصال RBS در قاب خمشی SMRF و IMRF قابل استفاده است [مبحث ۱۰-شکل ۱۰-۱۳-۱]

سایر مشخصات لرزه ای:

ضریب تنش تسلیم مورد انتظار [بند ۱۰-۳-۲] برای مقطع نورد شده: $R_y=1.2$

ضریب اضافه مقاومت برای قاب خمشی $\Omega=3$

گام ۳- تعیین فشردگی لازم در سیستم مهار جانبی MRF و کنترل آن

در قاب SMRF مقاطع تیر و ستون باید فشرده لرزه ای باشند. $\lambda \leq \lambda_{hd}$ [بند ۱۰-۳-۹]

توضیح: محدودیت دو سوم مقطع RBS در مبحث ده نیست.

$$b_{bf-RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

$$b_{bf-RBS} = 2(52.0 - 4) + 20 - 2\sqrt{52.0^2 - \left(\frac{40}{3}\right)^2} = 15.48cm$$

$$\lambda_{bf} = \frac{b_{bf-RBS}/2}{t_{bf}} \ln \frac{2}{3} [RBS] = \frac{15.48}{1.6} 4.84 \leq \lambda_{hd} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.7_{ST37}, = 7.1_{ST52}$$

$$\lambda_{cf} = \frac{b_{cf}}{t_{cf}} = \frac{30}{2.9} = 5.2 \leq \lambda_{hd} = 7.1$$

$$\lambda_{bw} = \frac{h_{beam}}{t_{bw}} \leq \lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a) ; C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \leq 0.125 \\ 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; C_a > 0.125 \end{cases}$$

$$P_{u[beam]} = 0 \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0 < 0.125 \rightarrow \lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}} (1 - 0.93 * 0) = 71.4$$

$$\lambda_{cw} = \frac{d_c - 2t_{cf}}{t_{cw}} = \frac{50 - 2*1.6}{1.02} = 45.9 \leq \lambda_{hd}[beam]$$

در نتیجه مقاطع تیر و ستون فشرده لرزه ای هستند.

گام ۴- تعیین مهار جانبی لازم در سیستم MRF و کنترل آن

کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه ای در SMRF, IMRF باید دارای مهار جانبی در L_b باشند [بند ۱۰-۳-۶].

مهار جانبی برای نیروی محوری P_{bu} طرح شوند [بند ۱۰-۳-۶]:

$$P_{bu} = \frac{0.06 R_y F_y Z_b}{h_o} \rightarrow P_{bu} = \frac{0.06 * 1.2 * 2400 * 2107}{50 - 1.6} = 7.5 \text{ tonf}$$

مقطع مهار جانبی بر اساس نیروی محوری و نیز موقعیت مهار بین انتهای مقطع کاهش یافته تا نصف عمق تیر بعد از آن، قابل طرح می

باشد. همچنین ضابطه ای برای سختی مهار جانبی در AISC360 موجود است. β_{br}

حداکثر مجاز فواصل مهار جانبی [بند ۱۰-۳-۶]:

$$L_b \leq L_{b,max} = \begin{cases} 0.17 r_y \frac{E}{F_y} = 144.5_{ST37} r_y \text{ OR } 96.3_{ST52} r_y ; IMRF \\ 0.086 r_y \frac{E}{F_y} = 73.1_{ST37} r_y \text{ OR } 48.7_{ST52} r_y ; SMRF \end{cases}$$

$$L_b = 200 \text{ cm} \leq L_{b,max} = 0.086 * 4.31 * \frac{2.04 * 10^6}{2400} = 315 \text{ cm}$$

گام ۵- کنترل محدودیت های اتصال RBS (ضوابط نسبت ابعاد مقطع و طول تیر)

بر اساس ضوابط مبحث ده [بند ۱۰-۳-۱۳-۲] لازم است:

$$d_{beam} \leq 100 \text{ cm}, t_f \leq 5 \text{ cm}, \rho_{beam} \leq 450 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$L_0 = L_{beam} - \frac{d_{col}}{2}_{left} - \frac{d_{col}}{2}_{right}$$

$$\frac{L_0}{d_{beam}} \leq 7_{[SMRF]} \text{ OR } 5_{[IMRF]}$$

گام ۶- محاسبه ظرفیت خمشی تیر

برای مقطع I شکل نورد شده فشرده با دو محور تقارن تحت خمش حول محور قوی [بند ۱۰-۲-۵-۲]

I-shape Compacted Section: check Y, LTB [M10, Table 10-2-5-1 page 61]

Check Y:

$$M_u \leq \phi_b M_n = 0.9 M_n ; M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_u = \dots \text{ tonf.cm} \leq \phi_b M_n = 0.9 * 2.4 * 2107 = 4551 \text{ tonf.cm}$$

Check LTB:

$$IPE500 \rightarrow L_p = 221 \text{ cm}, L_r = 675 \text{ cm}$$

$$L_b = 200 \text{ cm} < L_p = 221 \text{ cm} \rightarrow \text{Ignore}$$

LTB کنترل کننده نمی باشد.

نیاز خمشی تیر و کنترل آن با ظرفیت خمشی، قابل محاسبه نمی باشد.

گام ۷- محاسبه ظرفیت برشی تیر

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\phi_v, C_v: \begin{cases} \text{Rolled } I - \text{shape}, \frac{h_c}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65.3_{ST37} \rightarrow \phi_v = 1.0, C_v = 1 \\ \text{else: } \phi_v = 0.9, C_v = \begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1 \\ 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \\ 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \rightarrow C_v = \frac{1.51 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \end{cases} \end{cases}$$

$$h = \begin{cases} h_c = d - 2c; \text{Rolled } I - \text{shape} \\ h_w = d - 2t_f; \text{welded } I - \text{shape} \end{cases}$$

در مقاطع نورد شده، منظور از h_c فاصله بین نقاط شروع گردی‌ها در دو سر جان مقطع (قسمت صاف جان) بوده و در مقاطع ساخته شده (تیر ورق) منظور از h_w فاصله خالص بین دو بال (ارتفاع جان مقطع) می‌باشد^۶.

$$\text{Rolled } I - \text{shape}, \frac{h-2c}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65.3_{ST37} \rightarrow \phi_v = 1.0, C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \rightarrow V_n = 0.6 * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} * (42.6 * 1.02) * 1.0 = 62.57 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1.0 * 62.57 = 62.57 \text{ ton}$$

گام ۸- ج- کنترل ضوابط سخت کننده عرضی تیر و طراحی آن (در صورت لزوم)

برای تعیین نیاز برشی و خمشی لازم است بارگذاری لرزه ای ارائه شود. در صورت ارائه اطلاعات بارگذاری در صورت مسئله، نیاز برشی مشخص می گردد و لزوم تعبیه سخت کننده عرضی قابل بررسی خواهد بود [بند ۱۰-۲-۶-۲-۲]. در صورت لزوم، طرح سخت کننده عرضی مطابق ضوابط [بند ۱۰-۲-۶-۲-۲] انجام می شود. خ- نتیجه گیری (تعیین مناسب بودن تیر و اینکه کدام کنترل ها تعیین کننده هستند). مشخصات تیر ارائه شده، جوابگوی ضوابط فشرده‌گی لرزه ای می باشد. ضوابط مقطع RBS برقرار است. مهار جانبی تیر به نحوی است که ظرفیت خمشی تیر با ظرفیت پلاستیک آن محاسبه می گردد.

۱۳-۶ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳، اتصالات صلب تقویت نشده جوشی (شکل ۱۰-۳-۱۳-۵) باید دارای شرایط

زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲،

الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر بعد از آن در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_h = 0$)

^۶ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰-۲-۴

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر تعبیه مهار جانبی در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۶) در این نوع اتصالات، انتقال برش باید از طریق دو عامل، یکی اتصال مستقیم جان تیر به بال ستون و دیگری اتصال ورق تکی جان به بال ستون صورت گیرد. اتصال جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_y)$ باشد که در آن h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن است. اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای ۲ میلی‌متر انجام پذیرد. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر باشد. ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۱۳ را تأمین نماید. به جز الزامات این بند برای انتقال برش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

جدول ۱۳-۵ محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت
۱	همپوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	$6mm \leq a \leq 12mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \leq c \leq 40^\circ$
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12mm \leq e \leq 25mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \geq 25mm$
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	$d \geq 50mm$

(۷) مقاطع تیرها باید از نوع I شکل بوده و عمق مقطع آنها حداکثر برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر باشد.

(۸) جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

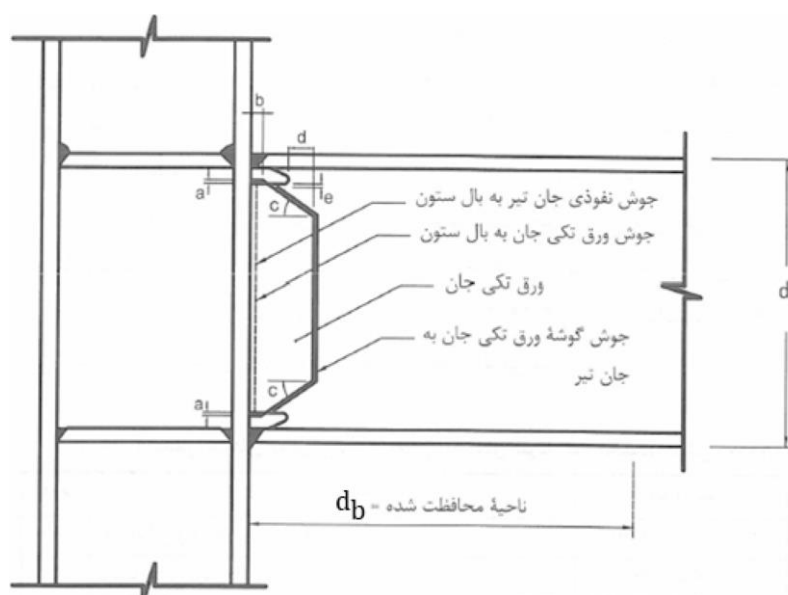
(۹) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی شکل نباید از ۱۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. همچنین

عمق و پهنای ستون‌های با مقطع قوطی شکل نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

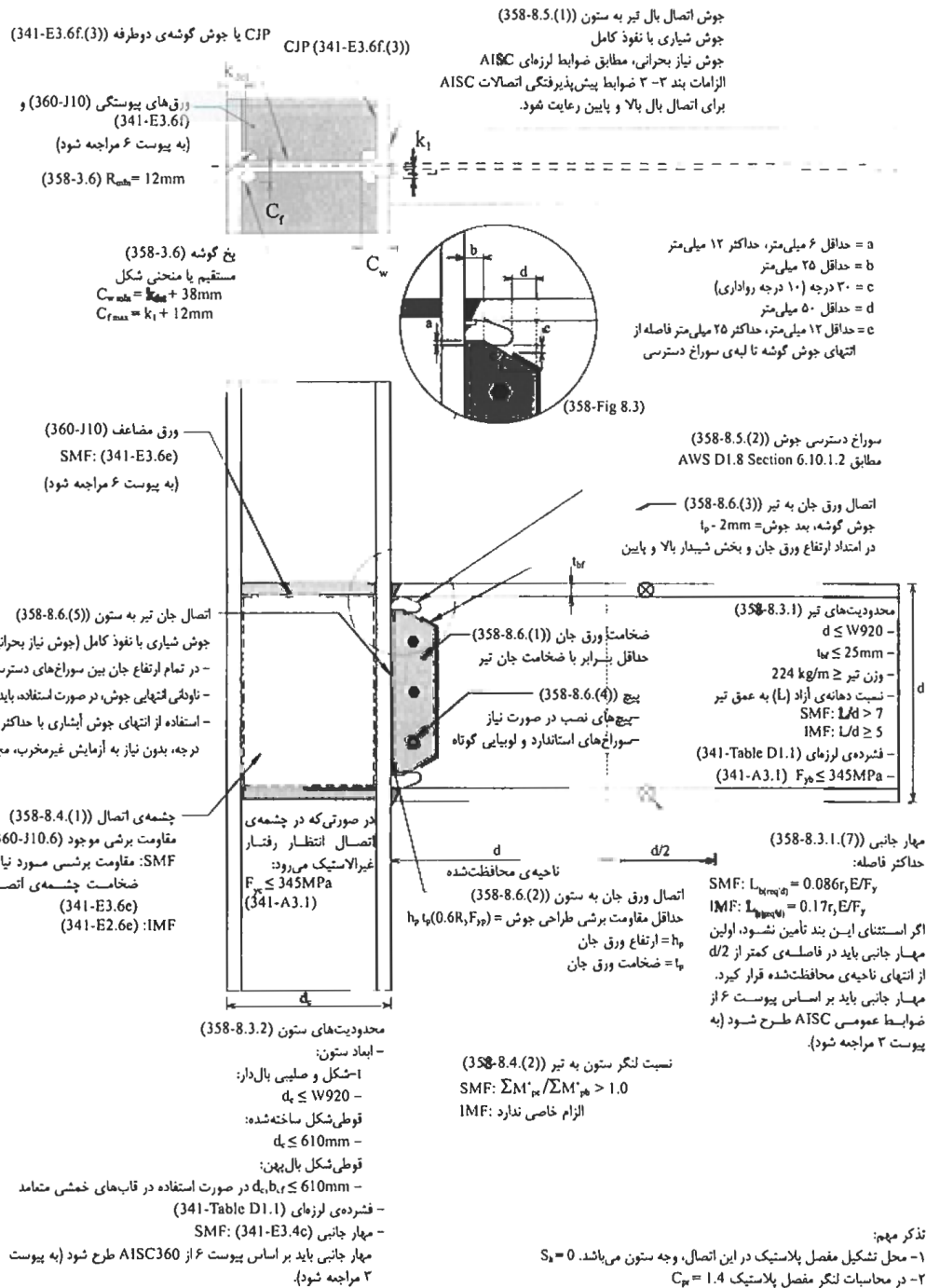
(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب $C_{pr} = 1.4$ باید در نظر گرفته شود.



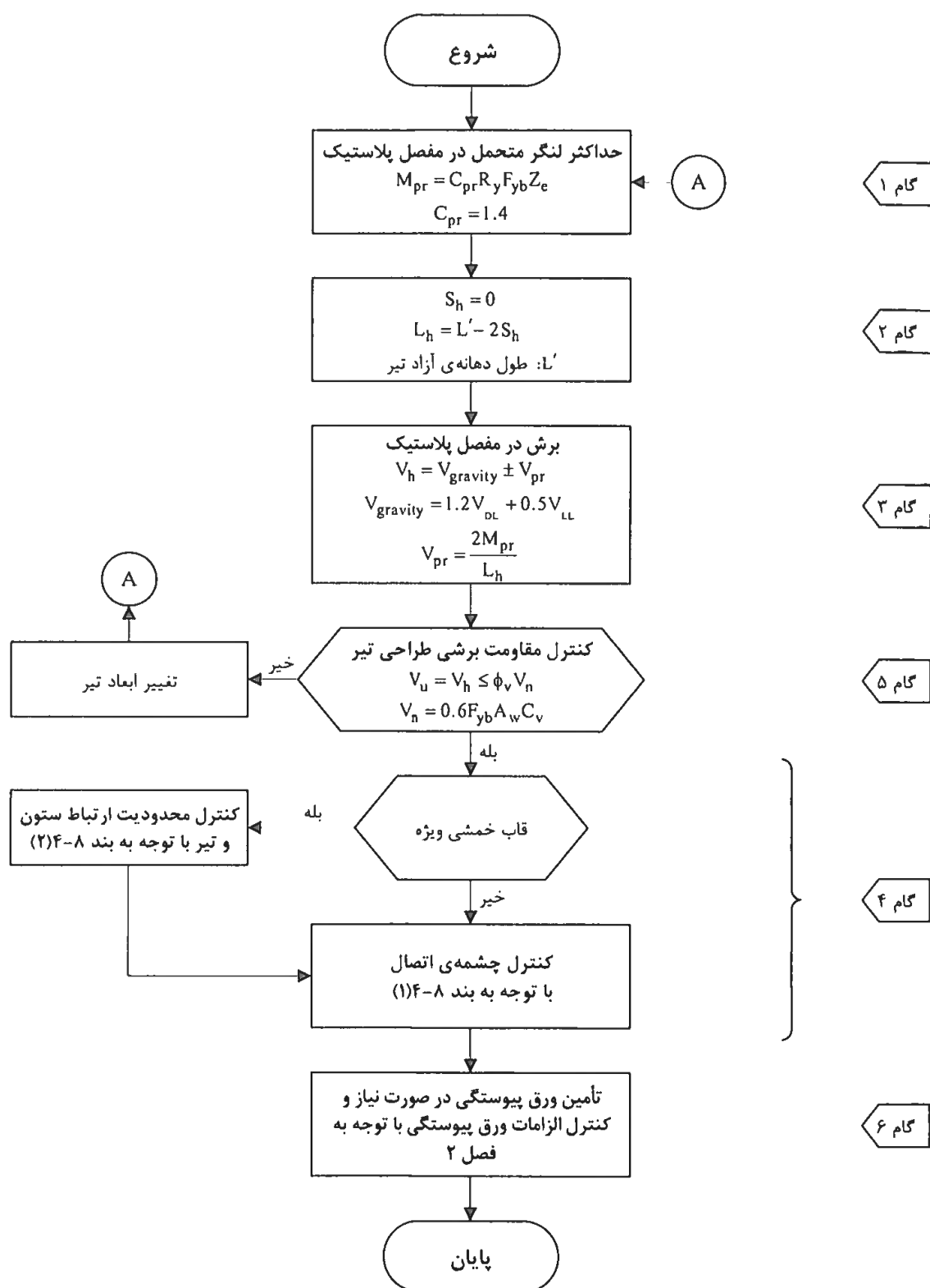
شکل ۱۳-۱۸ اتصال صلب تقویت نشده جوشی (WUF-W)

۱۳-۶-۱ خلاصه تصویری و فلوچارت

خلاصه ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۳-۱۶ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۳-۱۷ می باشد.^۷



شکل ۱۳-۱۹ خلاصه تصویری اتصال (WUF-W)



شکل ۱۳-۲۰ فلوجارت طراحی اتصال (WUF-W)

۱۳-۷ اتصال صلب فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال صلب فلنجی

چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۱۳، اتصالات صلب فلنجی (شکل ۱۰-۳-۱۳)، باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به ورق انتهایی مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود.

* در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون

* در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی برابر طول لچکی بعلاوه کوچکترین دو مقدار نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر،

از بر ستون

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_n) باید برابر کوچکترین دو مقدار $\frac{d}{2}$ و $3b_{bf}$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی بدون استفاده

از ورق‌های لچکی و برابر $(L_{st} + t_p)$ از بر ستون برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود. که در آن d عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶ در دو انتهای تیر تعبیه

مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی که تیرها در فاصله بین دو انتهای محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصله ۱،۵ برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیه برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز

نمی‌باشد. همچنین در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون اجتناب شود.

(۶) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل شونده به آن کوچکتر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای موثر ورق انتهایی نباید

از بال تیر متصل شونده بعلاوه ۲۵ میلی‌متر بزرگتر در نظر گرفته شود.

(۷) ورق‌های لچکی باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1/75h_{st}$ کوچکتر

در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی در امتداد محور ستون می‌باشد. ورق‌های لچکی در روی بال تیر و نیز در انتهای ورق انتهایی باید حدوداً ۲۵ میلی‌متر برش عمودی داشته و سپس به صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی نباید کمتر از ضخامت

جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. لچکی‌ها باید دارای شرایط $\frac{h_{st}}{t_s \leq 0/56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}}$ نیز باشند.

(۸) بکاربردن ورق‌های پرکننده انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مجاز است.

(۹) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصله حداقل برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر،

اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه دو طرفه نباید از $0/75t_w$ ضخامت جان مقطع تیر است) و ۶ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۰) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل

۸ میلی‌متر تقویت گردد. برای این جوش رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۱) اتصال جان تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت جان مقطع تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد، استفاده از جوش گوشه دو طرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش های گوشه نباید از $0/8t_w$ و ۸ میلی متر در نظر گرفته شوند. برای اتصال جان تیر به ورق انتهایی غیر از الزامات این بند، رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۲) اتصال لچکی ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی ها کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد، استفاده از جوش گوشه دو طرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش های گوشه نباید از $0/75t_s$ ضخامت ورق لچکی است) و ۶ میلی متر کمتر در نظر گرفته شود. برای اتصال لچکی ها به ورق انتهایی غیر از الزامات این بند، رعایت ضابطه طراحی خاصی الزامی نیست.

(۱۳) اتصالات فلنجی باید محدودیت های ابعادی جدول ۱۰-۱۳-۲ را با رعایت الزامات استثنای زیر برآورده نمایند.

استثناء: در قاب های خمشی ویژه با دال بتنی سازه ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده تیر، عمق مقطع تیر نباید از ۷۰۰ میلی متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب های خمشی ویژه و از ۵ در قاب های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

جدول ۱۳-۶ محدودیت های ابعادی اتصالات صلب فلنجی

BSEEP				BUEEP		
هشت پیچی		چهار پیچی				
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	پارامتر
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	t_{bf}
۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	b_{bf}
۱۰۰۰	۴۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	d
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	t_p
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	b_p
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	g
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	p_{fl}, p_{fo}
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	p_h

b_{bf} پهنای بال تیر

b_p پهنای ورق انتهایی

d عمق تیر متصل شونده به ورق انتهایی

g = فاصله افقی بین دو ردیف قائم پیچ

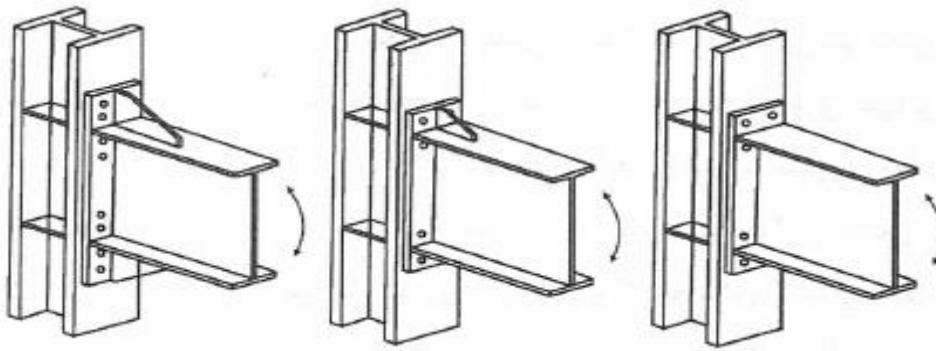
p_b = فاصله قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

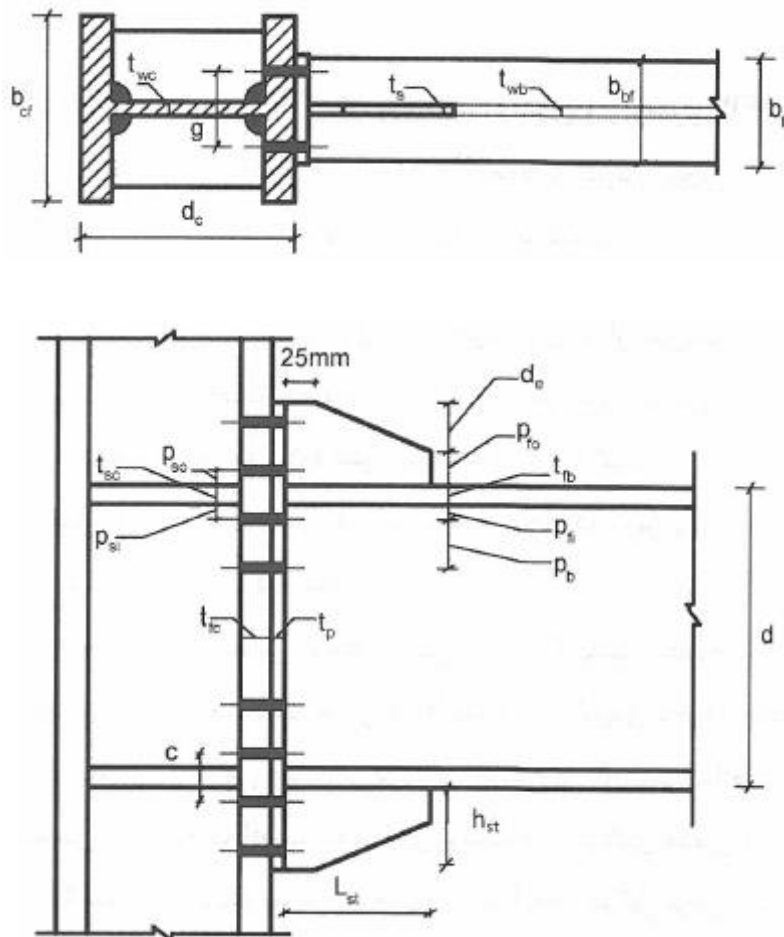
t_p = ضخامت ورق انتهایی



الف) چهارپیچی بدون ورق سخت کننده ب) چهارپیچی با ورق سخت کننده پ) هشت پیچی با ورق سخت کننده

شکل ۱۳-۲۱ اتصال صلب فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال صلب فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

در شکل زیر هندسه اتصال نمایش داده شده است.



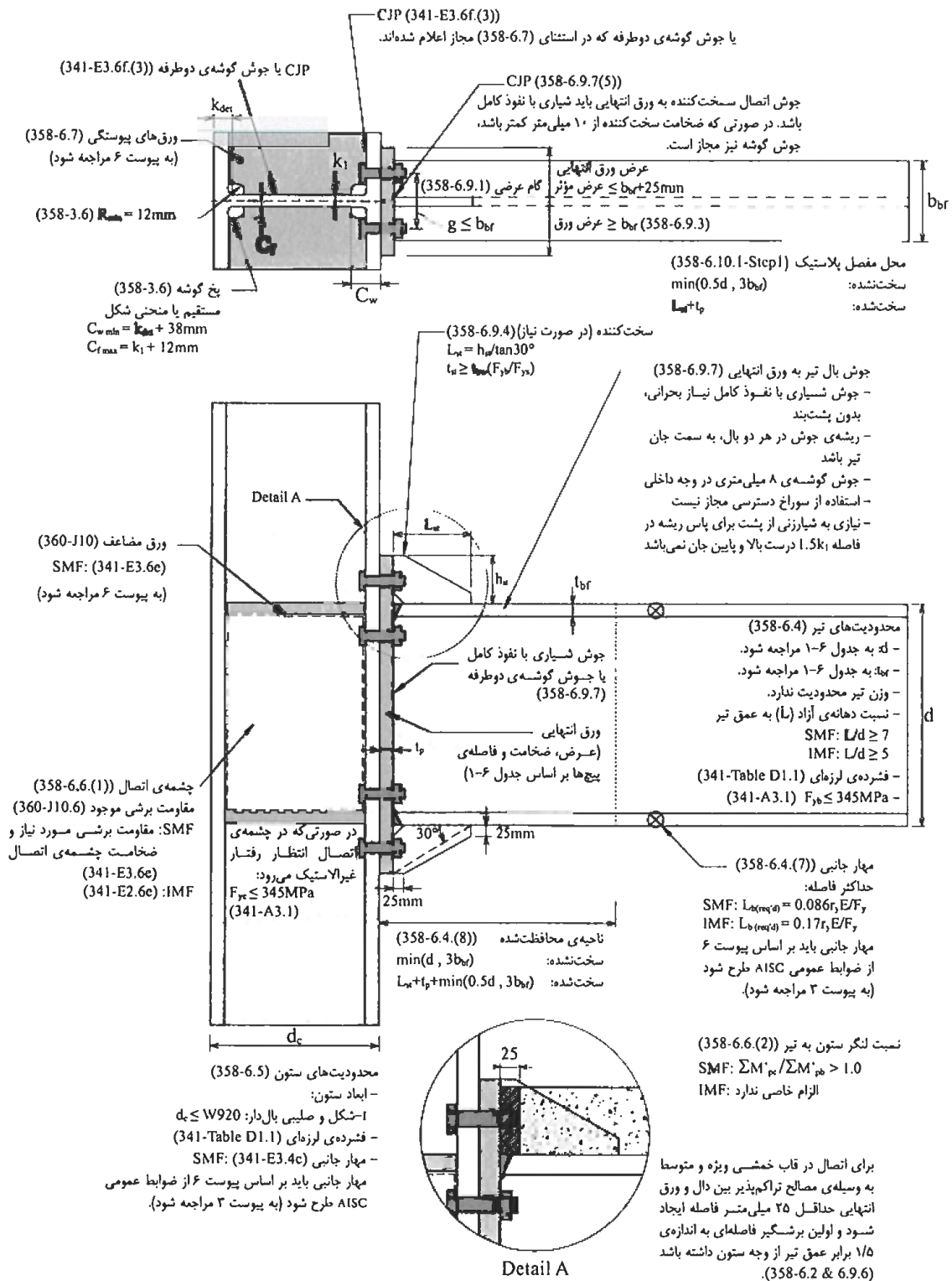
شکل ۱۳-۲۲ هندسه اتصال فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی

(۱۵) عمق مقطع ستون‌های با مقطع H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

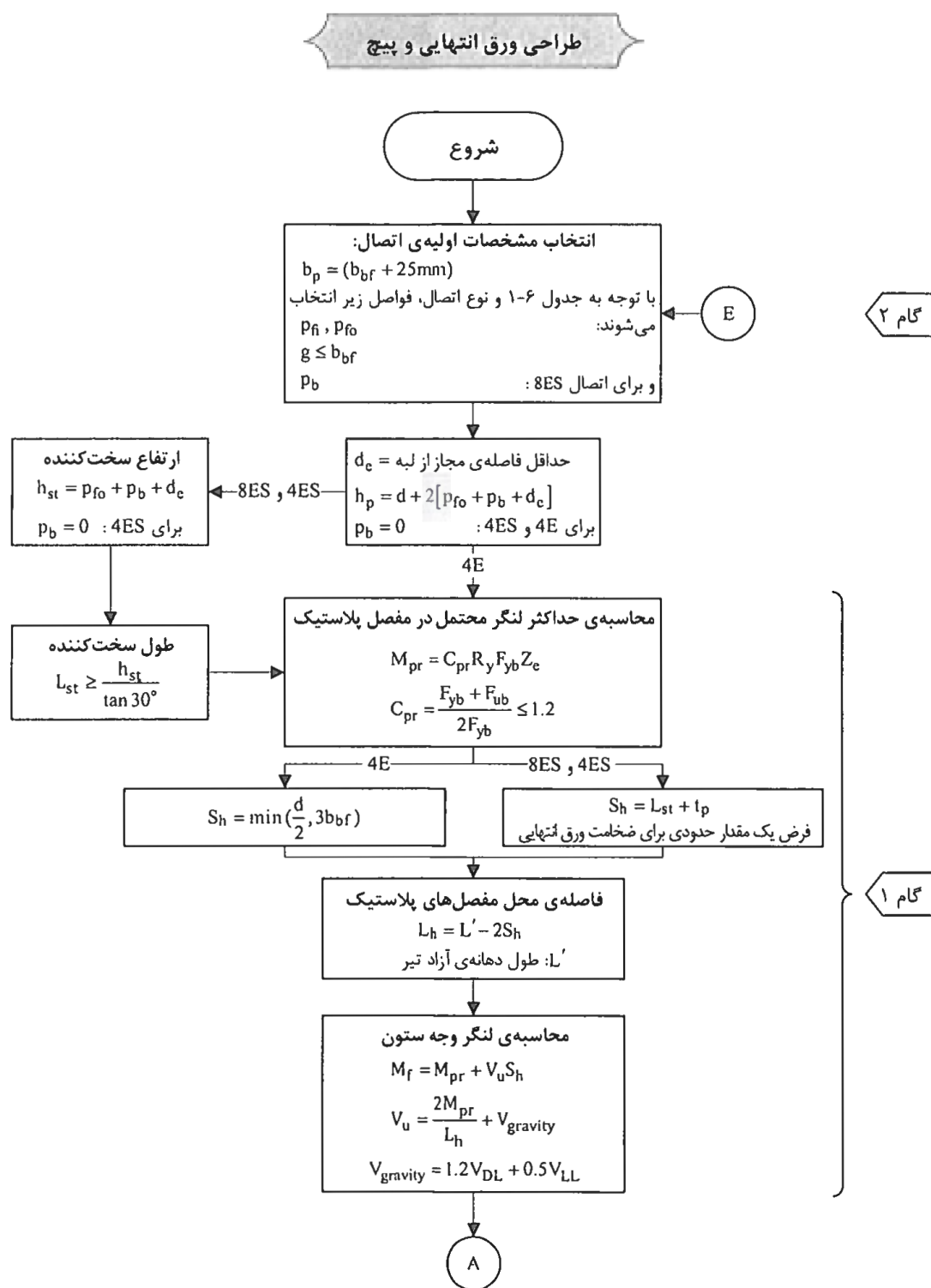
(۱۶) ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچهای اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید براساس مقاومت‌های خمشی و برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهیدگی و گسیختگی کششی و برش قالبی ورق انتهایی، می‌توان برابر ۰,۹ و برای کنترل خمش و برش در ورق انتهایی برابر یک در نظر گرفت.

۱۳-۷-۱ خلاصه تصویری و فلوچارت

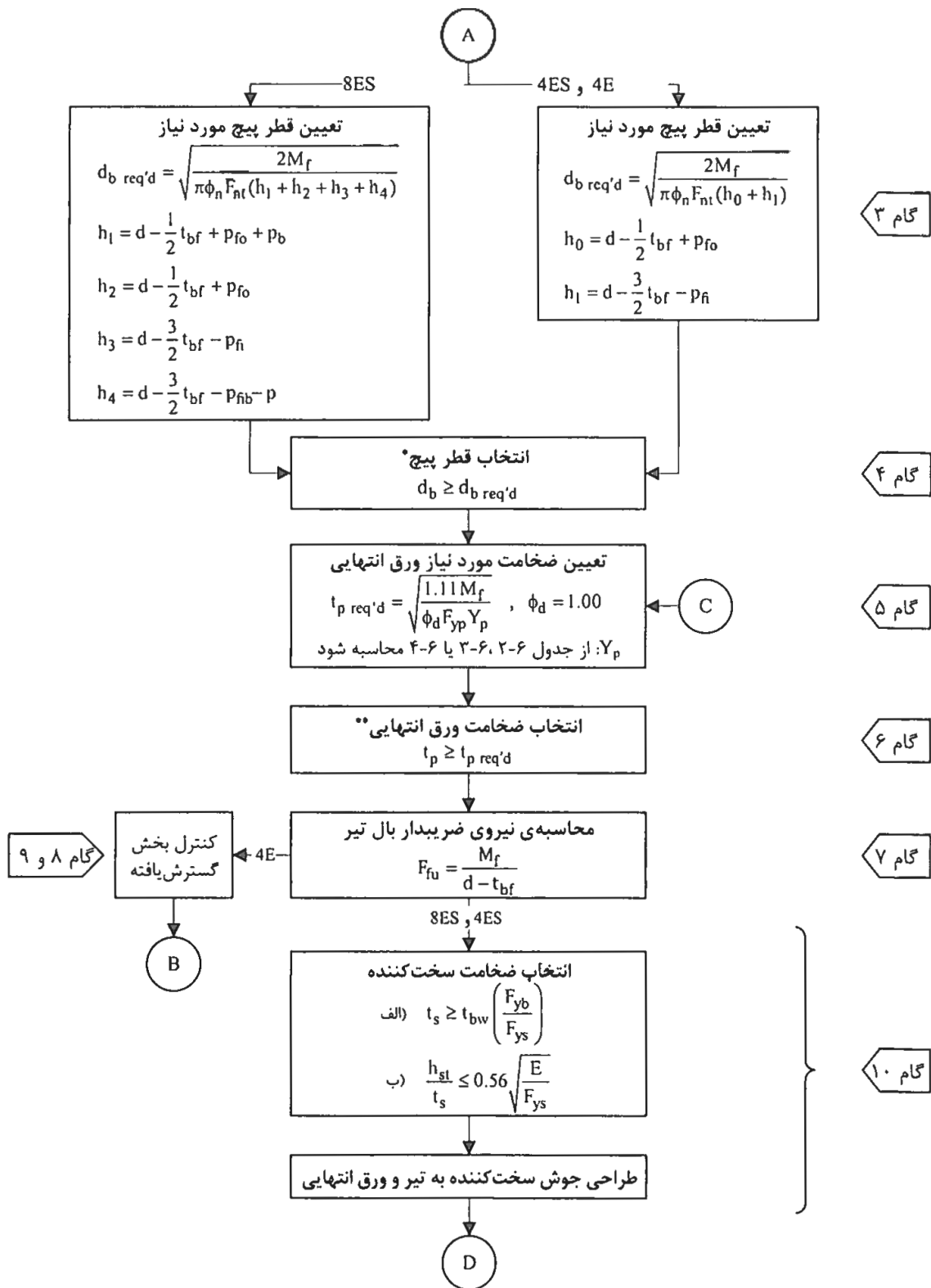
خلاصه ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۳-۱۶ و فلوچارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۳-۱۷ می باشد.^۸



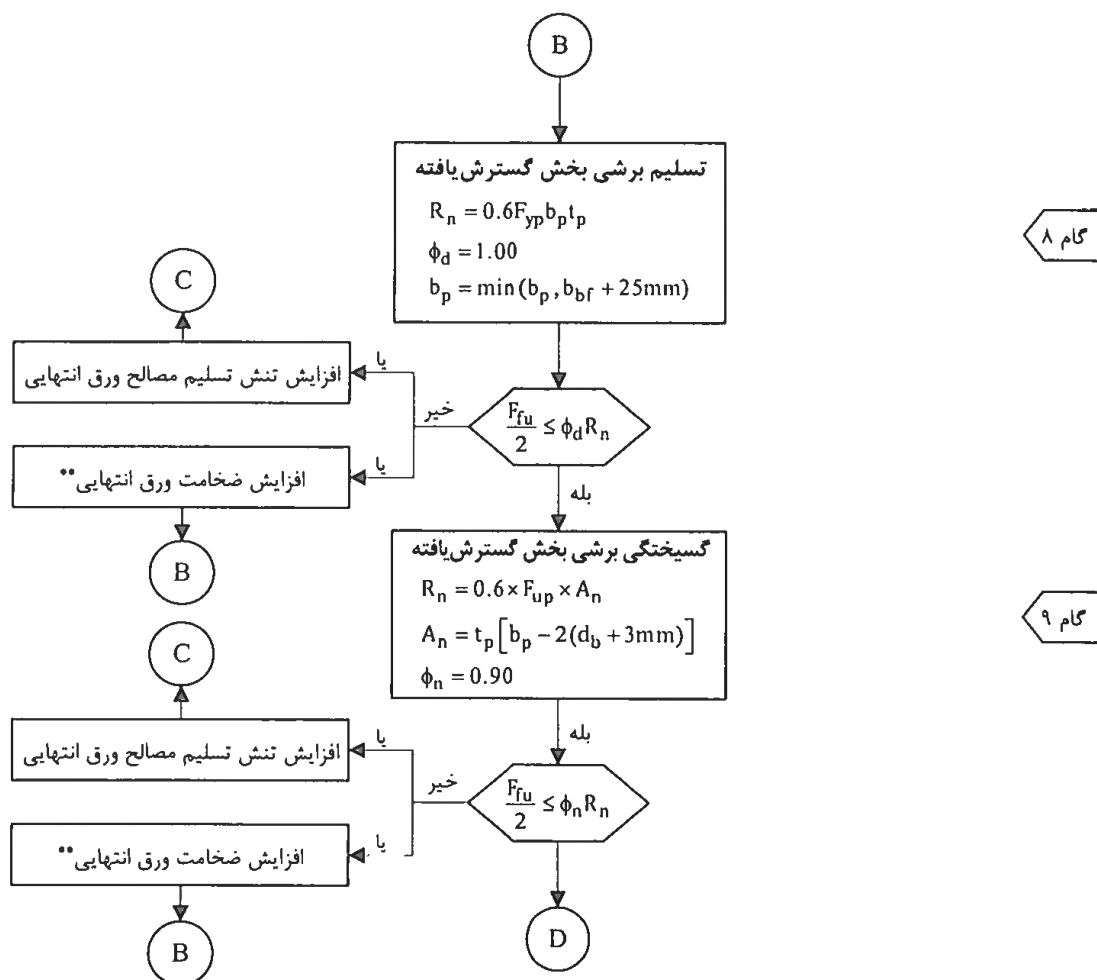
شکل ۱۳-۲۳ خلاصه تصویری اتصال BUEEP و BSEEP



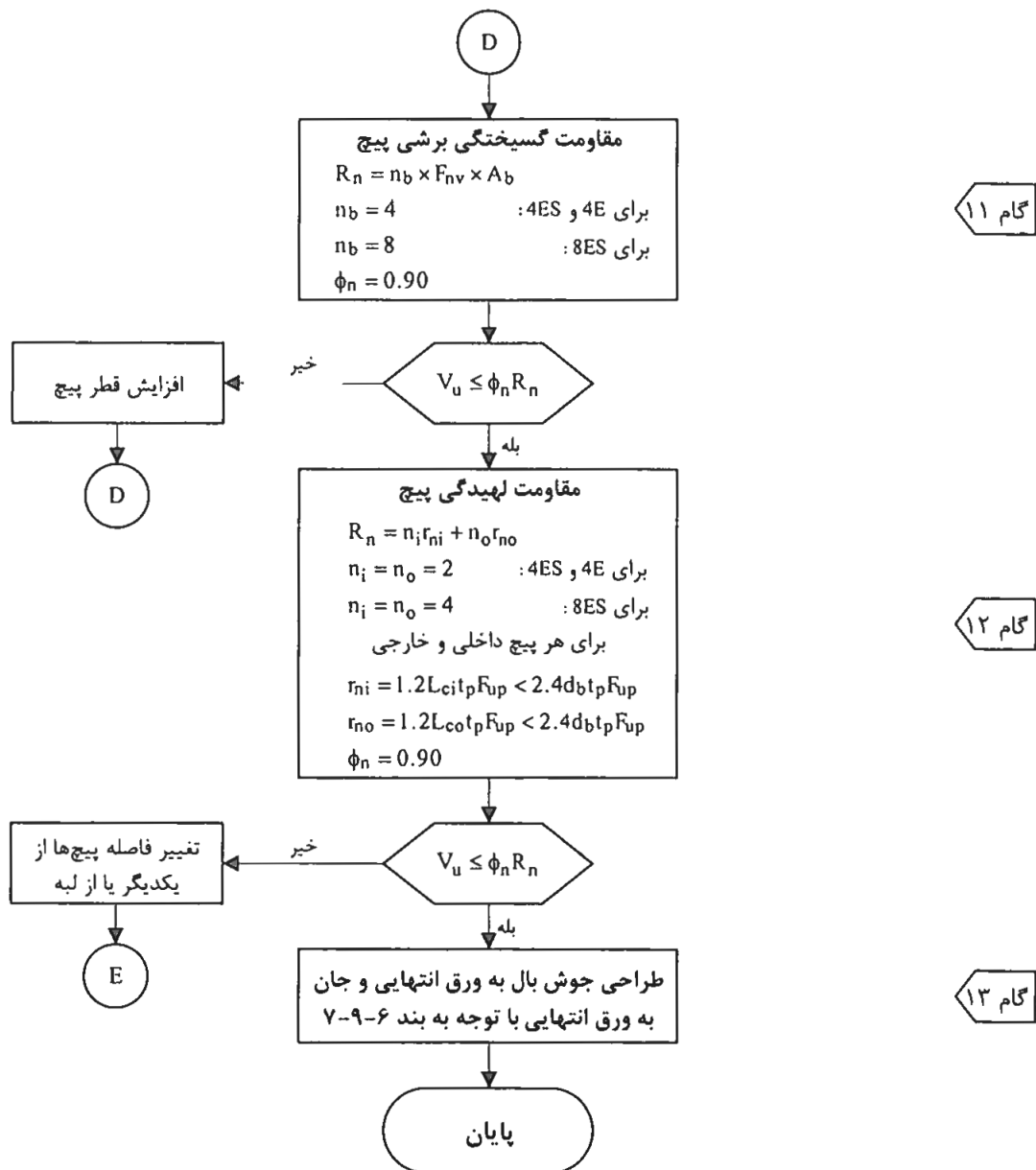
شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP



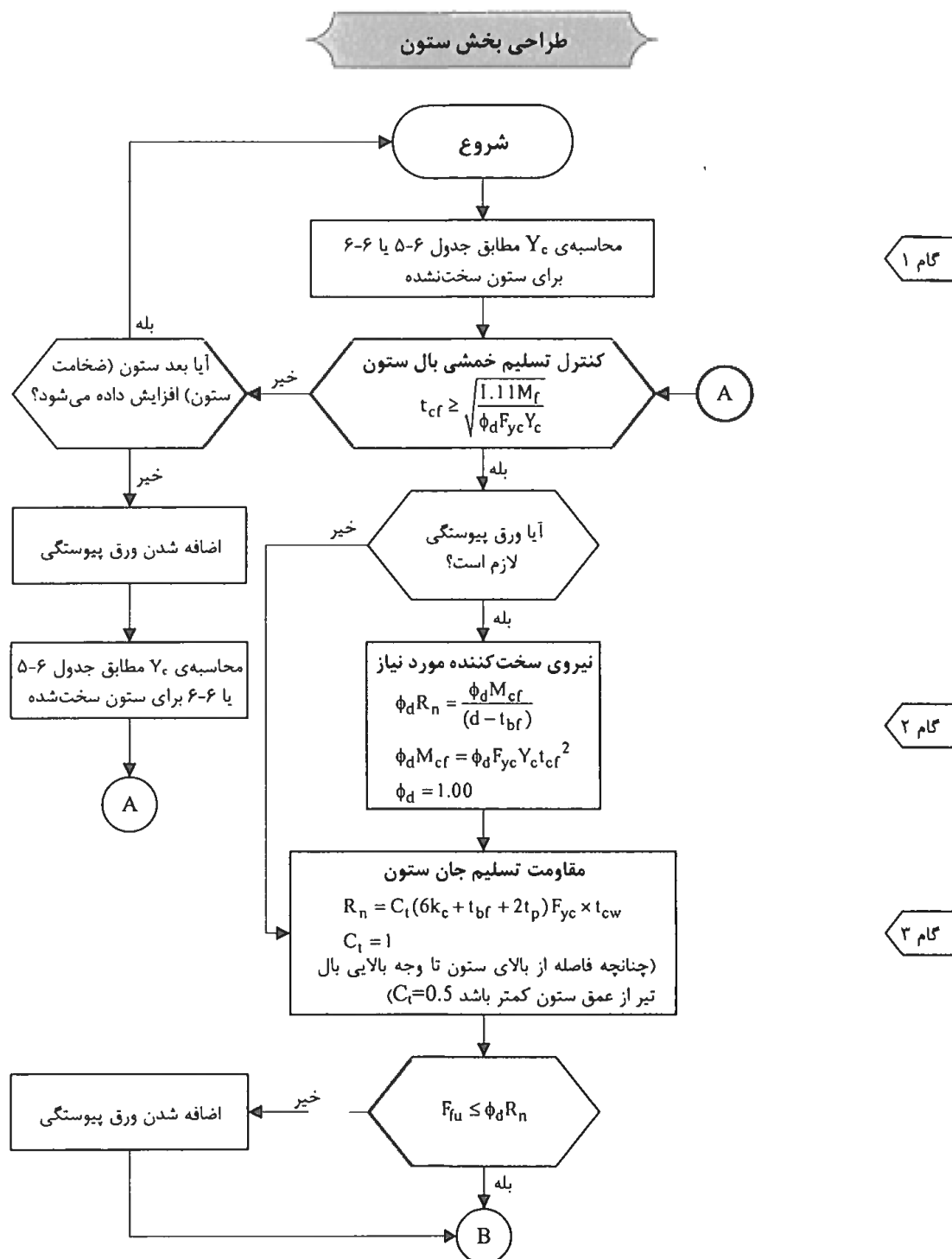
شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)

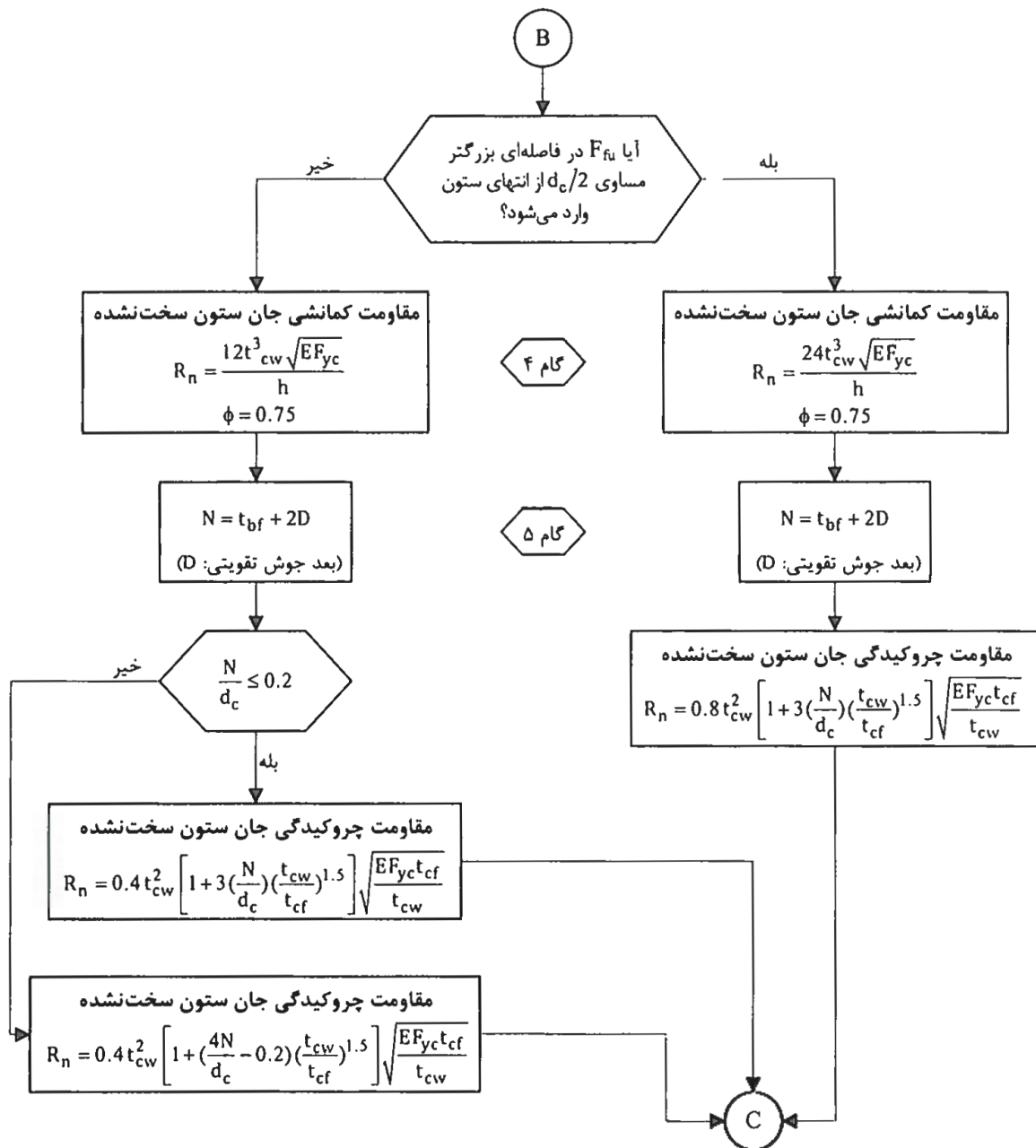


شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)

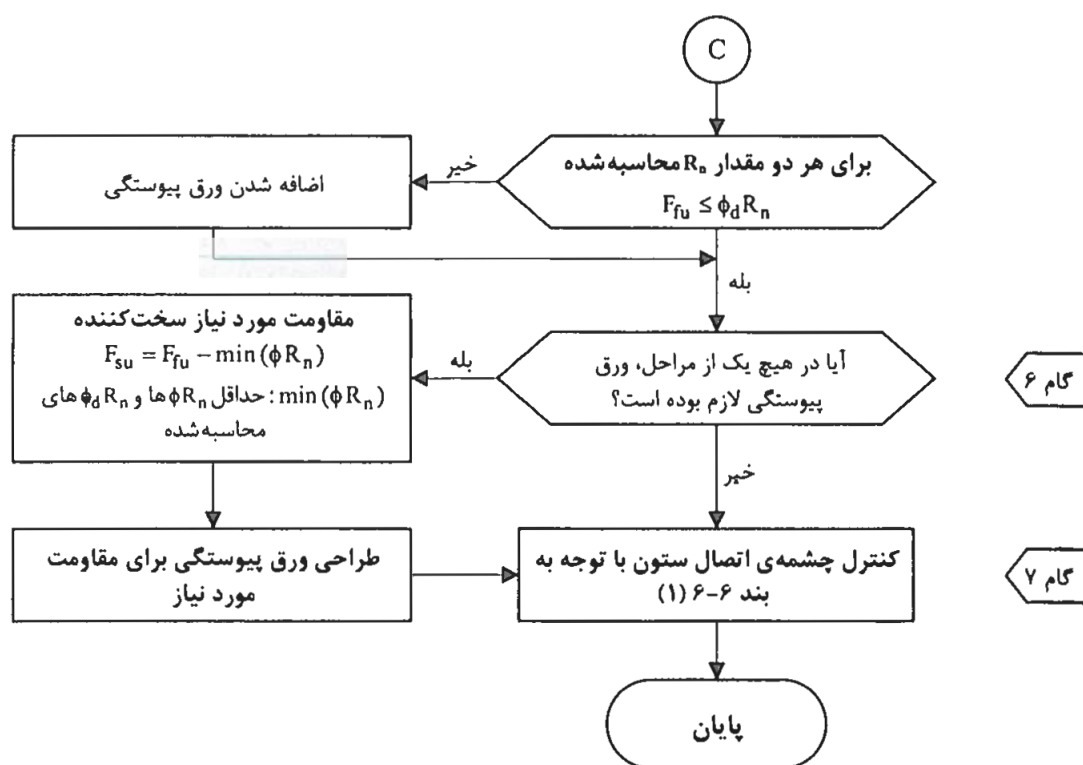


شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)





شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)

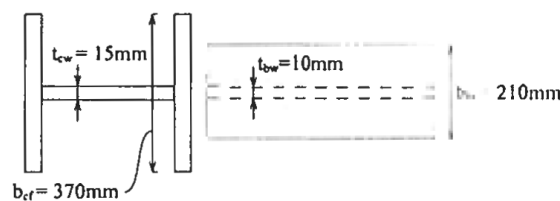
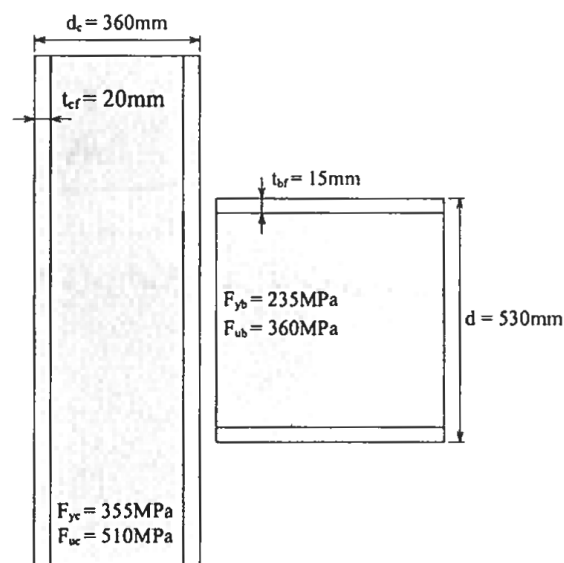


شکل ۱۳-۲۴ فلوجارت طراحی اتصال BUEEP و BSEEP (ادامه)

۱۳-۷-۲ مثالهای عددی

مثال ۱۳-۹

مطلوب است طراحی اتصال تیر به ستون شکل م ۲۰-۲، به صورت گیردار به کمک اتصال خمشی ورق انتهایی چهارپیچی سخت نشده (4E) و با استفاده از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC، برای استفاده در یک قاب خمشی متوسط. بارگذاری ناشی از ترکیب بار $w_u = 1.2w_{DL} + 0.5w_{LL}$ روی تیر برابر ۳۰ کیلونیوتن بر متر، طول تیر از مرکز تا مرکز ستون، L_o ، ۷ متر، لنگر خمشی موجود در تیر ناشی از ترکیب بارهای آیین نامه ای در وجه ستون برابر با ۴۰۰ کیلونیوتن-متر است. نیروی محوری و برش موجود در ستون تحت اثر ترکیب بارهای عادی به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۸۰ کیلونیوتن می باشد. فاصله ی بال بالایی تیر از انتهای ستون بیشتر از نصف عمق تیر است.



حل:

کنترل فشردگی تیر و ستون

در فرآیند طراحی سازه، تیر و ستون به صورت مقاطع با شکل پذیری زیاد انتخاب شده اند.

محاسبات اولیه

مشخصات تیر:

اساس مقطع پلاستیک، Z_{xb} ، به شرح زیر است.

$$Z_{xb} = 2247250 \text{ mm}^3$$

انتخاب مشخصات اولیه ی اتصال

مشخصات مصالح:

مدول الاستیسیته $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

تنش تسلیم ورق انتهایی $F_{yp} = 235 \text{ MPa}$

تنش کششی نهایی ورق انتهایی $F_{up} = 360 \text{ MPa}$

مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود $F_{ue} = 490 \text{ MPa (E70)}$

مقاومت برشی پیچ (عدم عبور سطح برش از ناحیه ی دندان شده) $F_{nv} = 579 \text{ MPa (A490M)}$

مقاومت کششی پیچ $F_{nt} = 780 \text{ MPa (A490M)}$

تذکر:

الکتروود انتخاب شده مطابق با جدول ۱-۳ از AWS D1.1 (یا جدول ۴-۹-۲-۱۰ از مبحث دهم ویرایش ۹۲) با فولاد مصرفی سازگار است.

طراحی ورق انتهایی و پیچ

گام ۲- انتخاب هندسه ی اتصال

$$b_p = b_{bf} + 25 = 210 + 25 = 235 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{USE } b_p = 240 \text{ mm}$$

$$p_{fi} = p_{fo} = 50 \text{ mm}$$

$$g = 150 \text{ mm} \leq b_{bf} = 210 \text{ mm}$$

$$d_e = 40 \text{ mm}$$

$$h_p = d + 2[p_{fo} + d_e]$$

$$= 530 + 2(50 + 40) = 710 \text{ mm}$$

عرض مؤثر ورق در محاسبات:

عرض انتخابی ورق در اجرا:

(با توجه به جدول ۱-۶)

حداکثر لنگر محتمل در مفصل پلاستیک:

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{235 + 360}{2 \times 235} = 1.266 > 1.2$$

ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-2)

$$\Rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_e, \quad Z_e = Z_{xb}$$

ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-1)

$$= 1.2 \times 1.15 \times 235 \times 2247250 \times 10^{-5} = 728.8 \text{ kN.m}$$

تعیین فاصله از وجه ستون تا مفصل پلاستیک:

$$S_h = \min\left(\frac{d}{2}, 3b_{bf}\right) = \min\left(\frac{530}{2}, 3 \times 210\right) = 265 \text{ mm}$$

ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 1

برش در وجه ستون:

طول دهانه‌ی آزاد تیر:

$$L' = L_o - 2 \times \frac{d_c}{2} = 7000 - 2 \times \frac{360}{2} = 6640 \text{ mm}$$

در محاسبه‌ی L' ، فرض شده است که مقطع ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

فاصله‌ی بین مفصل‌های پلاستیک:

$$L_h = L' - 2S_h$$

$$L_h = 6640 - 2 \times 265 = 6110 \text{ mm}$$

برش ناشی از بارگذاری ثقلی در وجه ستون:

$$V_{gravity} = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{3 \times 10^4 \times 6.64}{2} = 99600 \text{ N} = 99.6 \text{ kN}$$

برش در وجه ستون:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-2)

$$= \frac{2 \times 728.8 \times 10^3}{6.11} + 99600 = 338159.74 \text{ N}$$

$$= 338.16 \text{ kN}$$

لنگر در وجه ستون:

$$M_r = M_{pr} + V_u S_h$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-1)

$$= 728.8 + 338.16 \times 0.265 = 818.8 \text{ kN.m}$$

نکته‌ی بسیار مهم:

مشاهده می‌شود که مطابق روابط و تعاریف ارائه شده در گام ۱ از بند ۱۰-۱۰-۶ در محاسبه‌ی لنگر وجه ستون، M_r ، برخلاف مثال‌های اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) و اتصال خمشی ورق بال پیچ شده (BFP)، برش انتهای تیر در بازوی S_h ضرب شده است. هرچند به وضوح از نمودار آزاد تیر (شکل م-۳-۱) قابل مشاهده است که باید برش محل مفصل پلاستیک در این رابطه لحاظ گردد، به دلیل مطابقت با ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، برش انتهای تیر در محاسبه اعمال شده است. راهنمای طراحی شماره‌ی ۴ آمریکا^۱ که مبنای پیش‌پذیرفتگی اتصال خمشی با ورق انتهایی می‌باشد، از مقدار برش در محل مفصل پلاستیک در محاسبه‌ی لنگر در وجه ستون استفاده کرده است. لازم به ذکر است اختلاف این دو مقدار ناچیز خواهد بود.

گام ۳- تعیین قطر پیچ مورد نیاز

$$h_0 = d - \frac{1}{2} t_{bf} + p_{fo} = 530 - \frac{1}{2} \times 15 + 50 = 572.5 \text{ mm}$$

ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 3

$$h_1 = d - \frac{3}{2} t_{bf} - p_{fi} = 530 - \frac{3}{2} \times 15 - 50 = 457.5 \text{ mm}$$

ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 3

با فرض پیچ از استاندارد A490M و اینکه سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد؛

$$F_{nt} = 780 \text{ MPa} \quad F_{nv} = 579 \text{ MPa}$$

ANSI/AISC 360- Table J3.2

$$d_{b \text{ req'd}} = \sqrt{\frac{2M_r}{\pi \phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-3)

$$d_{b \text{ req'd}} = \sqrt{\frac{2 \times 818.8 \times 10^6}{\pi \times 0.9 \times 780 \times (572.5 + 457.5)}} = 26.85 \text{ mm}$$

گام ۴- انتخاب قطر پیچ

با توجه به آنکه باید $d_b \geq d_{b \text{ req'd}}$ ، پیچ با قطر ۲۷ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

با توجه به بند ۲۰-۹-۶ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، به دلیل آنکه قطر پیچ از ۲۵ میلی‌متر بزرگتر است، مقادیر P_{fo} و P_{fi} باید حداقل ۱۹ میلی‌متر از قطر پیچ بزرگتر باشند که در فرض اولیه، این دو مقدار برابر ۵۰ میلی‌متر انتخاب شده‌اند و الزام فوق را پاسخگو هستند. با توجه به جدول J3.4M از ضوابط عمومی AISC فاصله از لبه‌ی انتخاب شده در گام ۲ (۴۰ میلی‌متر) از ۳۴ میلی‌متر ارائه شده برای قطر پیچ ۲۷ میلی‌متر بزرگتر بوده و کافی می‌باشد.

گام ۵- تعیین ضخامت مورد نیاز ورق انتهایی

پارامترهای لازم برای تعیین ضخامت مورد نیاز ورق انتهایی از جدول ۲۰-۶ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC محاسبه می‌گردند.

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{240 \times 150} = 95 \text{ mm} > p_{fi} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \\ &= \frac{240}{2} \times \left[457.5 \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{95} \right) + 572.5 \left(\frac{1}{50} - \frac{1}{2} \right) \right] + \frac{2}{150} [457.5 (50 + 95)] \\ &= 3874.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$t_{p \text{ req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} = \sqrt{\frac{1.11 \times 818.8 \times 10^6}{1 \times 235 \times 3874.4}} = 31.6 \text{ mm} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-5)}$$

گام ۶- انتخاب ضخامت ورق انتهایی

با توجه به آنکه باید $t_p \geq t_{p \text{ req'd}}$ ، ورق با ضخامت ۳۵ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

گام ۷- محاسبه نیروی ضریب‌دار بال تیر

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} = \frac{818.8 \times 10^6}{530 - 15} = 1589902.91 \text{ N} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-6)}$$

$$= 1590 \text{ kN}$$

گام ۸- کنترل تسلیم برشی بخش گسترش یافته

در گام ۸ از بند ۶-۱۰-۱ آمده است که عرض ورق انتهایی در محاسبات مربوط به رابطه‌ی (۶-۱۰-۶) نباید از عرض بال تیر به‌علاوه‌ی ۲۵ میلی‌متر (عرض مؤثر)، بزرگتر در نظر گرفته شود.

$$b_p = \min(b_p, b_{bf} + 25 \text{ mm}) = \min(240, 210 + 25 \text{ mm}) = 235 \text{ mm}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-7)}$$

$$\phi_d R_n = \phi_d \times 0.6 F_{yp} \times b_p \times t_p = 1 \times 0.6 \times 235 \times 235 \times 35 = 1159725 \text{ N} = 1159.73 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = \frac{1590}{2} = 795 \text{ kN} \leq \phi_d R_n = 1159.73 \text{ kN} \quad \text{مناسب است.}$$

گام ۹- کنترل گسیختگی برشی بخش گسترش یافته

$$A_n = t_p [b_p - 2(d_b + 3 \text{ mm})] \quad \text{ANSI/AISC 358- Section 6.10.1. Step 9}$$

$$= 35 \times [240 - 2 \times (27 + 3)] = 6300 \text{ mm}^2$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-8)}$$

$$\phi_n R_n = \phi_n \times 0.6 F_{up} \times A_n = 0.9 \times 0.6 \times 360 \times 6300 = 1224720 \text{ N} = 1224.72 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 795 \text{ kN} \leq \phi_n R_n = 1224.72 \text{ kN} \quad \text{مناسب است.}$$

گام ۱۱- مقاومت گسیختگی برشی پیچ

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-11)

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 27^2}{4} = 572.6 \text{ mm}^2$$

با توجه به آنکه برش توسط پیچ‌های فشاری تحمل می‌شود، تعداد پیچ‌های مؤثر در برش برابر ۴ لحاظ می‌گردد.

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa}$$

ANSI/AISC 360- Table J3.2

$$R_n = n_b \times F_{nv} \times A_b = 4 \times 579 \times 572.6 = 1326141.6 \text{ N} \\ = 1326.1 \text{ kN}$$

$$\phi_n = 0.90$$

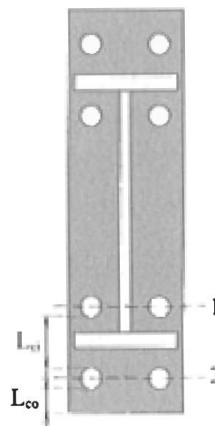
$$V_u = 338.16 \text{ kN} \leq 0.9 \times 1326.1 = 1193.5 \text{ kN}$$

مناسب است.

گام ۱۲- کنترل مقاومت لهیدگی پیچ

کنترل مقاومت لهیدگی پیچ در ورق انتهایی:

با توجه به آنکه فرض می‌شود برش توسط پیچ‌های فشاری تحمل می‌شود، طول L_e برای دو پیچ موجود در ردیف (۱) شکل م-۳-۲ برابر L_{ci} و برای دو پیچ موجود در ردیف (۲) این شکل، برابر L_{co} است.



شکل م-۳-۲ پیچ‌های فشاری اتصال ورق انتهایی

قطر سوراخ با توجه به قطر پیچ و بر اساس جدول J3.3M از ضوابط عمومی AISC برابر است با:

$$d_b = 27 \text{ mm} \Rightarrow d_{\text{hole}} = d_b + 3 \text{ mm} \\ = 27 + 3 = 30 \text{ mm}$$

برای هر پیچ داخلی:

$$L_{ci} = p_{fi} + t_{br} + p_{fo} - 2 \times \frac{1}{2} d_{\text{hole}} \\ = 50 + 15 + 50 - 2 \times \frac{1}{2} \times 30 = 85 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ni} &= 1.2 L_{ci} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} && \text{ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)} \\
 &= 1.2 \times 85 \times 35 \times 360 \leq 2.4 \times 27 \times 35 \times 360 \\
 &= 1285.2 \text{ kN} \geq 816.48 \text{ kN} \Rightarrow r_{ni} = 816.48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

برای هر پیچ خارجی:

$$\begin{aligned}
 L_{co} &= d_e - \frac{1}{2} d_{hole} \\
 &= 40 - \frac{1}{2} \times 30 = 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{no} &= 1.2 L_{co} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} && \text{ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)} \\
 &= 1.2 \times 25 \times 35 \times 360 \leq 2.4 \times 27 \times 35 \times 360 \\
 &= 378 \leq 816.48 \text{ kN} \Rightarrow r_{no} = 378 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} && \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-12)} \\
 n_i &= n_o = 2 \\
 R_n &= n_i r_{ni} + n_o r_{no} \\
 &= 2 \times 816.48 + 2 \times 378 = 2388.96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_n &= 0.90 \\
 V_u &= 338.16 \text{ kN} \leq \phi_n R_n = 0.9 \times 2388.96 = 2150.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

مناسب است.

کنترل مقاومت لهدگی پیچ در بال ستون:

طول مقاوم لهدگی، L_e ، برای پیچ‌های ردیف (۱) در شکل م-۳-۲ در بال ستون، مشابه ورق انتهایی خواهد بود، اما به دلیل ممتد بودن بال ستون طول مقاوم لهدگی ردیف (۲) از طول نمایش داده شده بیشتر می‌باشد. در راستای اطمینان از طول‌های محاسبه شده در ورق انتهایی، برای کنترل مقاومت لهدگی بال ستون استفاده خواهد شد. با توجه به متفاوت بودن مشخصات بال ستون، محاسبات فوق برای ورق انتهایی به شرح زیر به بال ستون تعمیم داده می‌شود:

$$\begin{aligned}
 (\phi_n R_n)_{\text{Column}} &= (\phi_n R_n)_{\text{End Plate}} \times \frac{F_{uc}}{F_{up}} \times \frac{t_{cf}}{t_p} \\
 &= 2150.06 \times \frac{510}{360} \times \frac{20}{35} = 1740.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 338.16 \text{ kN} \leq (\phi_n R_n)_{\text{Column}} = 1740.5 \text{ kN}$$

مناسب است.

گام ۱۳- طراحی جوش بال به ورق انتهایی و جان به ورق انتهایی

طراحی جوش بال به ورق انتهایی:

برای اتصال بال تیر به ورق انتهایی از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده می‌شود.

طراحی جوش جان تیر به ورق انتهایی:

بر اساس بند ۹-۶-۳ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، فرض بر آن است که جوش گوشه باید بتواند ظرفیت

کششی جان تیر، از زیر بال تا ۱۵۰ میلی متر بعد از ردیف پیچ داخلی را تأمین کند:

$$L_{wt} = p_f + 150\text{mm} = 50 + 150 = 200\text{mm}$$

نیروی کششی جان در طول L_{wt} از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$T = \phi_T \times F_{yb} \times t_{bw} \times L_{wt}$$

مقاومت جوش در طول L_{wt} :

$$R_w = 2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times \frac{\sqrt{2}}{2} D_{req'd_T} \times L_{wt}$$

از برابر قرار دادن نیروی کششی و مقاومت جوش خواهیم داشت:

$$\Rightarrow D_{req'd_T} = \frac{\phi_T F_{yb} \times t_{bw}}{2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5} = \frac{0.9 \times 235 \times 10}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5} = 4.5\text{mm}$$

تذکر:

به دلیل زاویه ی ۹۰ درجه بین جوش و نیروی وارده، مطابق بند J2.4 از ضوابط عمومی AISC، ضریب ۱/۵ در مقاومت جوش اعمال شده است. بر اساس این بند از آیین نامه، مقاومت اسمی جوش از رابطه ی J2-4 محاسبه می شود. بنابراین:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J2-4)

که در این رابطه:

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta)$$

ANSI/AISC 360- Equation (J2-5)

و

$$F_{EXX} = \text{مقاومت رده بندی فلز پرکننده، MPa}$$

$$\theta = \text{زاویه ی بارگذاری که از محور طولی جوش اندازه گیری می شود، درجه}$$

$$A_{we} = \text{مساحت مؤثر جوش، mm}^2$$

بر اساس جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ورق نازک تر اتصال، به شرح زیر است.

$$\min(t_{bw}, t_p) = \min(10\text{mm}, 35\text{mm}) = 10\text{mm} \Rightarrow D_{\min} = 5\text{mm}$$

$$D_{req'd_T} = 4.5\text{mm} \leq D_{\min} = 5\text{mm}$$

با توجه به آنکه مقدار بعد جوش محاسباتی، از حداقل بعد جوش گوشه کمتر است، حداقل بعد جوش در نقشه ها قید خواهد شد.

با توجه به بند ۷-۹-۶ (۳) از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC، تیر تا ۱۵۰ میلی متر بعد از داخلی ترین ردیف پیچ در کشش است. فرض می شود که برش جان تیر از طریق جوش بخش تحت فشار منتقل می گردد. در نتیجه این بخش کوچک ترین دو مقدار ۱- ارتفاع جان تیر منهای بخش تأمین کننده ی کشش و ۲- نصف عمق جان تیر در نظر گرفته می شود.

$$\begin{aligned} L_{wv} &= \min\left(\frac{d}{2} - t_{bf}, d - 2t_{bf} - p_f - 150\text{mm}\right) \\ &= \min\left(\frac{530}{2} - 15, 530 - 2 \times 15 - 50 - 150\right) \\ &= \min(250, 300) = 250\text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{برش موجود} = V_u$$

$$\text{مقاومت جوش} = 2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times L_{wv} \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

از برابر قرار دادن برش موجود و مقاومت جوش خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} D_{req'd_v} &= \frac{V_u}{2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times L_{wv} \times \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{338.16 \times 10^3}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 250 \times \frac{\sqrt{2}}{2}} \\ &= 4.34\text{mm} \leq D_{min} = 5\text{mm} \end{aligned}$$

با توجه به آنکه مقدار بعد جوش محاسباتی، از حداقل بعد جوش گوشه کمتر است، حداقل بعد جوش در نقشه ها قید خواهد شد.

با توجه به رفتار رفت و برگشتی زلزله باید اتصالی کاملاً متقارن طراحی شود، بنابراین بزرگترین دو مقدار جوش محاسباتی برای کشش و برش به عنوان یک بعد جوش یکسان برای اتصال جان تیر به ورق انتهایی در نظر گرفته خواهد شد.

$$\max(D_{req'd_t}, D_{req'd_v}) = \max(5, 5) = 5\text{mm}$$

بعد جوش گوشه ۵ میلی متر انتخاب می شود.

تذکر مهم:

با توجه به آنکه مرجع محاسبات مثال ها ضوابط و استانداردهای AISC می باشد، در محاسبات بعد جوش از پارامتر ضریب بازرسی جوش، β ، موضوع بند ۴-۲-۹-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ استفاده نشده است زیرا چنین پارامتری در ضوابط AISC وجود ندارد. برای طراحی بر اساس مبحث دهم، لازم است این ضریب لحاظ گردد.

طراحی بخش ستون

گام ۱- کنترل تسلیم خمشی بال ستون

پارامترهای لازم برای تعیین ضخامت مورد نیاز بال ستون از جدول ۵-۶ ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC محاسبه می گردند.

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} \times g} = \frac{1}{2} \sqrt{370 \times 150} = 117.8 \text{ mm}$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$c = p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} = 50 + 15 + 50 = 115 \text{ mm}$$

$$Y_c = \frac{370}{2} \left[457.5 \left(\frac{1}{117.8} \right) + 572.5 \left(\frac{1}{117.8} \right) \right] + \frac{2}{150} \left[457.5 \times (117.8 + \frac{3 \times 115}{4}) + 572.5 (117.8 + \frac{115}{4}) + \frac{115^2}{2} \right] + \frac{150}{2} = 4144.11 \text{ mm}$$

چنانچه رابطه ی زیر برقرار باشد، به منظور جلوگیری از تسلیم خمشی بال ستون نیازی به ورق پیوستگی نمی باشد:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-13)}$$

$$20 \text{ mm} \leq \sqrt{\frac{1.11 \times 818.8 \times 10^6}{1 \times 355 \times 4144.11}} = 24.86 \text{ mm}$$

مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

اگر از ورق پیوستگی به ضخامت ۱۵ میلی متر استفاده شود، $t_s = t_{cp} = 15 \text{ mm}$:

$$p_{so} = p_{si} = \frac{c - t_s}{2} = \frac{115 - 15 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

با استفاده از جدول ۵-۶ برای بال ستون سخت شده:

$$p_{si} = 50 \text{ mm} \leq s = 117.8 \Rightarrow p_{si} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Y_c &= \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so}) \right] \\ &= \frac{370}{2} \left[457.5 \left(\frac{1}{117.8} + \frac{1}{50} \right) + 572.5 \left(\frac{1}{117.8} + \frac{1}{50} \right) \right] + \frac{2}{150} [457.5 (117.8 + 50) + 572.5 (117.8 + 50)] \\ &= 7733.03 \text{ mm} \end{aligned}$$

کنترل تسلیم خمشی بال ستون سخت شده:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-13)}$$

$$20\text{mm} \geq \sqrt{\frac{1.11 \times 818.8 \times 10^6}{1 \times 355 \times 7733.03}} = 18.2 \text{ mm} \quad \text{مناسب است.}$$

گام ۲- نیروی مورد نیاز ورق پیوستگی ناشی از تسلیم خمشی بال ستون

به علت آنکه برای تسلیم خمشی بال ستون به ورق پیوستگی نیاز است، باید این گام از فرآیند طراحی نیز محاسبه گردد. لازم به ذکر است، در محاسبات زیر، Y_c پارامتر مکانیزم خط تسلیم ستون سخت نشده می باشد که در گام قبل به دست آمده است.

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2 = 1 \times 355 \times 4144.11 \times 20^2 = 588463620 \text{ N.mm} = 588.5 \text{ kN.m} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-14)}$$

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{d_b - t_{bf}} = \frac{588.5 \times 10^3}{530 - 15} = 1142.65 \text{ kN} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-15)}$$

گام ۳- مقاومت تسلیم جان ستون

در گام ۳ از بند ۲-۱۰-۶ مقدار پارامتر C_t با توجه به فاصله ی بال بالایی تیر نسبت به بالای ستون تعیین می شود، با در نظر گرفتن اینکه فاصله از بالای ستون تا وجه بالایی بال تیر از عمق ستون بیشتر است:

$$C_t = 1 \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-17)}$$

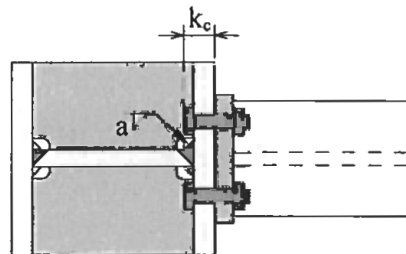
$$R_n = C_t \times (6 k_c + t_{bf} + 2 t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

بر اساس بند ۲-۳-۲ ب (۱) در ستون I-شکل ساخته شده در ناحیه ی ۳۰۰ میلی متر بالاتر از بال بالایی تیر تا ۳۰۰ میلی متر پایین تر از بال پایین تیر، جان و بال باید با جوش شیار ی با نفوذ کامل به هم متصل شوند و جوش گوشه ی تقویتی با بعد جوش کوچکترین دو مقدار ۸ میلی متر و ضخامت جان ستون داشته باشند. بنابراین مطابق شکل م-۴-۲ بعد جوش گوشه، a ، برابر است با:

$$a = \min(8\text{mm}, t_{cw})$$

$$= \min(8\text{mm}, 15\text{mm})$$

$$= 8\text{mm}$$



شکل م-۴-۲ جوش تقویتی اتصال بال ها و جان ستون در محل اتصال

مقدار پارامتر k_c که فاصله از پشت بال ستون تا انتهای جوش گوشه می باشد، برابر است با:

$$k_c = t_{cf} + 8 = 20 + 8 = 28 \text{ mm}$$

$$R_n = C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

$$R_n = 1 \times (6 \times 28 + 15 + 2 \times 35) \times 355 \times 15 \\ = 1347225 \text{ N} = 1347.3 \text{ kN}$$

$$F_{tu} \leq \phi_d R_n$$

$$1590 \text{ kN} \geq 1 \times 1347.3 = 1 \times 1347.3 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-16)

مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

گام ۴- کنترل مقاومت کمانشی جان ستون سخت نشده

F_{tu} در فاصله ای بزرگتر از $\frac{d_c}{2}$ از انتهای ستون وارد می شود.

$$R_n = \frac{24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-19)

$$h = d_c - 2 \times t_{cf} = 360 - 2 \times 20 = 320 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{24 \times 15^3 \sqrt{2 \times 10^5 \times 355}}{320} = 2132869.16 \text{ N} \\ = 2132.9 \text{ kN}$$

$$F_{tu} \leq \phi R_n, \phi = 0.75$$

$$1590 \text{ kN} \leq 0.75 \times 2132.9 = 1599.7 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-18)

مناسب است.

گام ۵- مقاومت چروکیدگی جان ستون سخت نشده

بر اساس بند ۷-۹-۶ (۲) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید با استفاده از جوش شیاری اجرا شود و وجه داخلی بال باید جوش گوشه به بعد ۸ میلی متر داشته باشد، در جهت اطمینان از اثر جوش صرف نظر می شود، بنابراین:

$$N = t_{bf} + 2 \times (\text{بعد جوش تقویتی}) = 15 + 2 \times 0 = 15 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} \\ = 0.8 \times 15^2 \left[1 + 3 \left(\frac{15}{360} \right) \left(\frac{15}{20} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 355 \times 20}{15}} \\ = 1893533.62 \text{ N} = 1893.53 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-22)

$$F_{tu} \leq \phi R_n, \phi = 0.75$$

$$1590 \text{ kN} \geq 0.75 \times 1893.53 = 1420.2 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 358- Equation (6.10-21)

مناسب نیست.

در نتیجه ورق پیوستگی مورد نیاز است.

گام ۷- کنترل چشمه‌ی اتصال

$$d_p = d - t_{br} \\ = 530 - 15 = 515 \text{ mm}$$

$$R_u = \frac{M_u + M'_u}{d_p} - V_u$$

مطابق مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته، در قاب‌های خمشی ویژه لنگر مورد استفاده در محاسبه‌ی برش چشمه‌ی اتصال، لنگر تیر در وجه ستون ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک است. در حالی که در قاب‌های خمشی متوسط لنگر موجود تیر در وجه ستون ناشی از ترکیب بارهای آیین‌نامه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد.

برش مورد نیاز چشمه‌ی اتصال برابر است با:

$$R_u = \frac{400}{0.515} - 180 = 596.7 \text{ kN}$$

مقاومت اسمی جان چشمه‌ی اتصال برای حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر است:

$$P_{uc} = 200 \text{ kN}$$

$$A_g = (360 - 2 \times 20) \times 15 + 2 \times 370 \times 20 = 19600 \text{ mm}^2$$

$$P_c = A_g F_{yc} = 19600 \times 335 = 6958 \text{ kN}$$

با توجه به صورت مسأله، اثر تغییر شکل چشمه‌ی اتصال در تحلیل سازه لحاظ شده است:

$$0.75 P_c = 0.75 \times 6958 = 5218.5 \text{ kN}$$

$$P_{uc} \leq 0.75 P_c$$

$$\Rightarrow R_n = 0.6 F_{yc} \times d_c \times t_{cw} \times \left[1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d \times d_c \times t_{cw}} \right] \quad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J10-11)} \\ = 0.6 \times 355 \times 360 \times 15 \times \left[1 + \frac{3 \times 370 \times 20^2}{530 \times 360 \times 15} \right] \\ = 1328.7 \text{ kN}$$

کنترل برش چشمه‌ی اتصال:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$\phi = 1.00$$

$$596.7 \text{ kN} \leq 1 \times 1328.7 = 1328.7 \text{ kN}$$

مناسب است.

در نتیجه ورق مضاعف جان، مورد نیاز نیست.

توجه شود که در قاب‌های خمشی متوسط نیازی به کنترل نسبت لنگر ستون به تیر نمی‌باشد.

گام ۶- مقاومت مورد نیاز ورق پیوستگی

در گام‌های ۱ (کنترل تسلیم خمشی بال ستون)، گام ۳ (مقاومت تسلیم جان ستون) و گام ۵ (مقاومت چروکیدگی جان

ستون سخت نشده) به ورق پیوستگی نیاز است. نیروی طراحی ورق پیوستگی عبارت است از:

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n) \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (6.10-25)}$$

$$= 1590 - \min \left\{ \begin{array}{l} \text{(Section 6.10.2 Step2)} \rightarrow 1142.65 \text{ kN} \\ \text{(Section 6.10.2 Step3)} \rightarrow 1347.3 \text{ kN} \\ \text{(Section 6.10.2 Step4)} \rightarrow - \\ \text{(Section 6.10.2 Step5)} \rightarrow 1420.2 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$= 447.35 \text{ kN}$$

طراحی ورق پیوستگی:

توجه به این نکته ضروری است که بند ۴-۴-۲ از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی ورق های پیوستگی را به ضوابط لرزه ای AISC ارجاع می دهد، اما استثنای این بند مربوط به ورق های پیوستگی اتصال ورق انتهایی می باشد که باید با ضوابط بند ۷-۶ از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی شوند. بند ۷-۶ نیز، بررسی نیاز به ورق های پیوستگی و طراحی آن ها را به مراحل طی شده ی فوق ارجاع می دهد.

با توجه به استفاده از دو ورق پیوستگی، نیروی طراحی هر کدام از آن ها برابر است با:

$$P_u = F_{su} / 2 = 447.35 / 2 = 223.7 \text{ kN}$$

برای ورق پیوستگی از فولاد S355 با ضخامت ۱۵ میلی متر استفاده می شود که طول آن فاصله ی خالص دو بال ستون و عرض آن فاصله ی جان تا انتهای بال ستون را پوشش می دهد، شکل م-۵-۲. در نتیجه:

$$b_{cp} = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{cw}}{2} = \frac{370}{2} - \frac{15}{2} = 177.5 \text{ mm}$$

$$L_{cp} = d_c - 2t_{cf} = 360 - 2 \times 20 = 320 \text{ mm}$$

به منظور اجرایی بودن طرح، عرض ورق پیوستگی $b_{cp} = 175 \text{ mm}$ در نظر گرفته می شود.

کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به بال ستون:

$$k_1 = \frac{t_{cw}}{2} + D = \frac{15}{2} + 8 = 15.5 \text{ mm}$$

بر اساس بند ۳-۶ از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC، لازم است بعد پخ گوشه در امتداد بال ستون به گونه ای انتخاب شود که حداکثر ۱۲ میلی متر پس از انتهای گرده ی ستون ادامه پیدا کند. این ضابطه برای ستون های نورد شده ارائه شده اما در این مثال برای تشابه این فاصله برای ستون ساخته شده نیز در نظر گرفته شده است. در صورتی که اندازه ی پخ در امتداد بال برابر ۲۰ میلی متر انتخاب شود این الزام تأمین می شود.

$$b'_{cp} = b_{cp} - 20 \text{ mm}$$

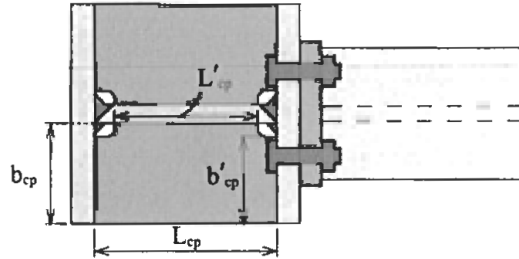
$$= 175 - 20 = 155 \text{ mm}$$

در صورتی که فرض شود ضخامت ورق پیوستگی ۱۵ میلی متر است:

$$P_u \leq \phi F_{ycp} t_{cp} b'_{cp}$$

$$P_u = 223.7 \text{ kN} \leq 0.9 \times 355 \times 15 \times 155 = 742.84 \text{ kN}$$

مناسب است.



شکل م-۲-۵ ابعاد ورق‌های پیوستگی

با توجه به آنکه کنترل نسبت عرض به ضخامت برای ورق‌های پیوستگی به صراحت در نشریات AISC وجود ندارد، این کنترل بر اساس مورد (ح) از بند ۵-۸-۳۰-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲، که بیان می‌دارد نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبه‌ی متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H-شکل، نباید از $0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بزرگتر باشد. در مثال حاضر به شرح زیر بررسی شده است:

$$\frac{b_{cp}}{t_{cp}} = \frac{175}{15} = 11.7 \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_{ycp}}} = 0.55 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{355}} = 13.05$$

در نتیجه ضخامت ورق پیوستگی مناسب است.

کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به جان ستون:

$$k_c = t_{cf} + D = 20 + 8 = 28 \text{ mm}$$

بر اساس بند ۶-۳ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC، لازم است بعد پخ گوشه در امتداد جان ستون به گونه‌ای انتخاب شود که حداقل ۳۸ میلی‌متر پس از انتهای گرده‌ی ستون ادامه پیدا کند. این ضابطه برای ستون‌های نورد شده ارائه شده اما در این مثال برای تشابه این فاصله برای ستون ساخته‌شده نیز در نظر گرفته شده است. در صورتی که اندازه‌ی پخ در امتداد جان ۵۰ میلی‌متر انتخاب شود این الزام تأمین می‌شود.

$$L'_{cp} = L_{cp} - 2 \times 50 = 320 - 2 \times 50 = 220 \text{ mm}$$

$$P_u \leq \phi \times 0.6 F_{ycp} t_{cp} L'_{cp}$$

$$P_u = 223.7 \text{ kN} \leq 1 \times 0.6 \times 355 \times 15 \times 220 = 703 \text{ kN}$$

مناسب است.

تذکر:

ضریب مقاومت $\phi = 1.00$ ، بر اساس بند 4.2.(a) از ضوابط عمومی AISC انتخاب شده است.

طراحی جوش های ورق پیوستگی:

طراحی جوش ورق پیوستگی به جان ستون:

بند ۷-۶(۳) از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC طراحی جوش های ورق پیوستگی را به ضوابط لرزه ای AISC ارجاع می دهد. مطابق آنچه در مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته ارائه شد، بند (2) E3.6f از ضوابط لرزه ای AISC بیان می دارد که نیروهای طراحی جوش گوشه ی اتصال ورق پیوستگی به جان ستون کمترین چهار مورد زیر است:

۱- مجموع مقاومت های طراحی در کشش برای مساحت در تماس ورق های پیوستگی با بال هایی از ستون که تیر به آن متصل است، که در کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به بال ستون محاسبه شده است و با توجه به یک طرفه بودن اتصال تیر به ستون مقدار R_1 برابر است با:

$$R_1 = 742.84 \text{ kN}$$

۲- مقاومت طراحی در برش برای مساحت در تماس ورق پیوستگی با جان ستون، که در کنترل ورق پیوستگی در محل اتصال به جان ستون محاسبه شده است و برابر است با R_2 :

$$R_2 = 703 \text{ kN}$$

۳- مقاومت طراحی در برش برای چشمه ی اتصال ستون، R_3 :

$$R_3 = 1328.7 \text{ kN}$$

این مقدار بیشتر در گام ۷ محاسبه شده است. از آنجایی که این الزام به تمام چشمه ی اتصال اعمال می شود، برای مقایسه با موارد ۱ و ۲ باید نصف آن لحاظ گردد.

۴- مجموع مقاومت های تسلیم مورد انتظار بال های تیر که به ورق های پیوستگی نیرو منتقل می کنند، R_4 :

$$\begin{aligned} R_4 &= \sum R_y F_y b_{bf} t_{bf} && \text{ANSI/AISC 341 - Section E3.6f.(3).(d)} \\ &= 1.15 \times 235 \times 210 \times 15 \times 10^{-3} \\ &= 851.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

از آنجایی که این الزام به تمام چشمه ی اتصال اعمال می شود، برای مقایسه با موارد ۱ و ۲ باید نصف آن لحاظ گردد.

نیروهای طراحی جوش گوشه ی ورق پیوستگی به جان ستون، کوچکترین چهار مقدار محاسبه شده می باشد:

$$R_{\text{design}} = \min(R_1, R_2, R_3 / 2, R_4 / 2) = R_4 / 2 = 425.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} D_{\text{req}} &= \frac{R_{\text{design}}}{2 \times \phi \times 0.6 F_{uc} \times L'_{cp} \times \frac{\sqrt{2}}{2}} \\ &= \frac{425.7 \times 10^3}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 220 \times \frac{\sqrt{2}}{2}} = 6.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

با توجه به جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه برابر است با:

$$\min(t_{cw}, t_{cp}) = \min(15 \text{ mm}, 15 \text{ mm}) = 15 \text{ mm} \Rightarrow D_{\min} = 6 \text{ mm}$$

بعد جوش اتصال ورق پیوستگی به جان ستون برابر ۸ میلی متر انتخاب می شود.

طراحی جوش ورق پیوستگی به بال ستون:

در این مثال با توجه به ضخامت ۱۵ میلی متری ورق پیوستگی، جوش اتصال آن به بال ستون باید جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

توضیح تکمیلی:

همانطور که در بند ۶-۳ از راهنما (بخش چهارم) بیان شده است، لزومی ندارد ورق پیوستگی حتماً تا لبه‌ی بال ستون ادامه پیدا کند. انتخاب ورق پیوستگی با مشخصات عرض $b_{cp} = 100 \text{ mm}$ (متناظر شرایطی که عرض ورق پیوستگی از جان ستون تا لبه‌ی بال تیر را پوشش می‌دهد) و ضخامت $t_{cp} = 10 \text{ mm}$ همچنان تمامی ضوابط فوق را پاسخگو است. بنابراین از تکرار مراحل خودداری می‌شود. اما با توجه به استثنای بند ۷-۶ از ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC در صورتی که ضخامت ورق پیوستگی کمتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد، جوش اتصال آن به بال ستون می‌تواند جوش گوشه‌ی دوطرفه باشد. با این شرط که مقاومت جوش از $F_y A_c$ کمتر نباشد. که A_c مساحت در تماس ورق پیوستگی و بال ستون است.

$$b'_{cp} = 100 - 20 = 80 \text{ mm}$$

$$A_c = t_{cp} \times b'_{cp} = 10 \times 80 = 800 \text{ mm}^2$$

$$D_{rcq} = \frac{A_c F_{ycp}}{2 \times \phi \times 0.6 F_{ue} \times b'_{cp} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5}$$

$$= \frac{800 \times 355}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 80 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.5} = 7.6 \text{ mm}$$

تذکر:

به منظور آشنایی با ضریب ۱/۵ موجود در محاسبه‌ی بعد جوش، به گام ۱۳ از قسمت ورق انتهایی و پیچ مراجعه شود.

با توجه به جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه برابر است با:

$$\min(t_{cf}, t_{cp}) = \min(20 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm} \Rightarrow D_{\min} = 5 \text{ mm}$$

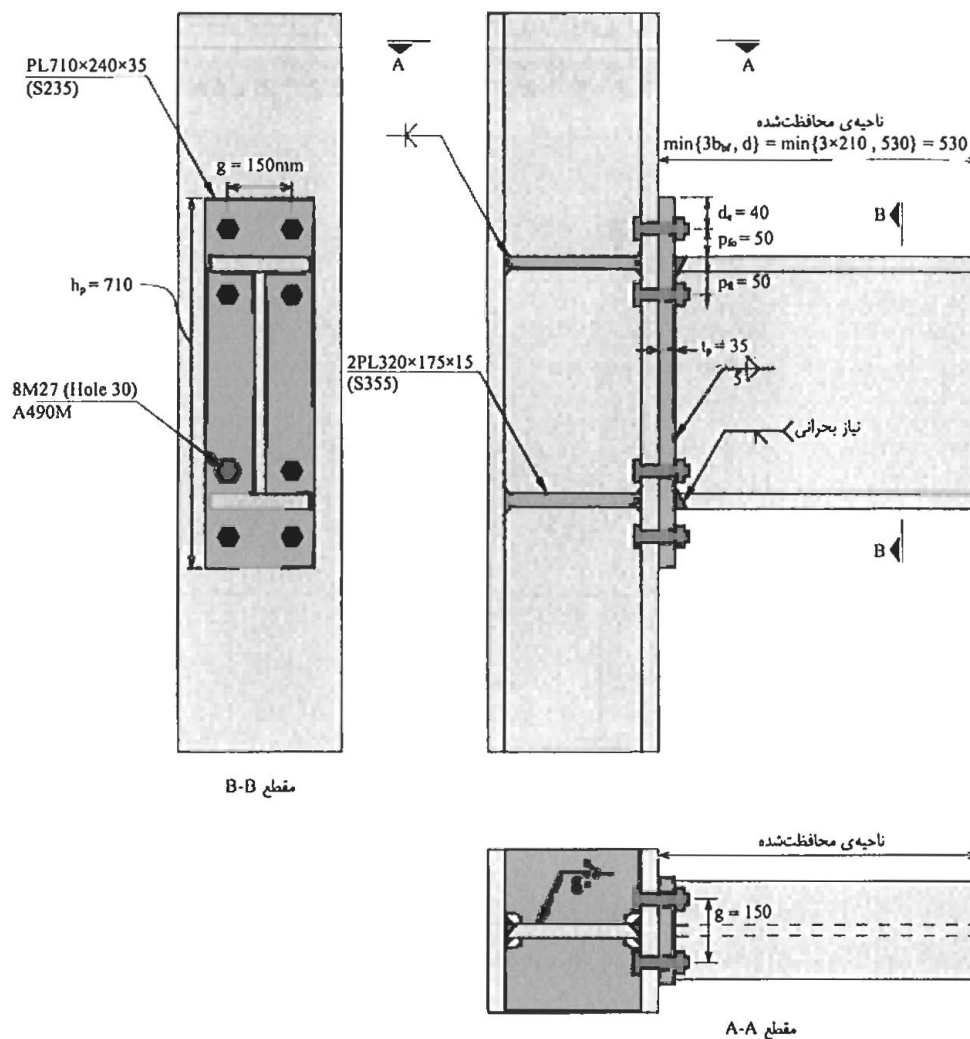
در این حالت جوش اتصال ورق پیوستگی به بال ستون، یک جفت جوش گوشه به بعد هر کدام ۸ میلی متر انتخاب می‌گردد.

لازم به ذکر است توضیح فوق تنها به منظور آشنایی خواننده با مفهوم استثنای بند ۶-۳ ارائه شده و در نقشه‌های اجرایی از آن استفاده نشده است.

کنترل نیاز به مهار جانبی تیر و طراحی آن، مشابه مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته می‌باشد با این تفاوت که حداکثر فاصله‌ی مهارهای لازم باید با توجه به الزامات قاب خمشی متوسط محاسبه گردد.

جزئیات و نقشه‌ی اتصال

با توجه به گام‌های طراحی بیان شده، جزئیات اتصال خمشی تیر با ورق انتهایی چهارپیچی سخت‌نشده موردنظر، مطابق شکل م-۶۰۲ می‌باشد.



اتصال بال‌ها به جان تیر در محدوده‌ی ۵۳۰ میلی‌متر از وجه ستون (کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر عرض بال) باید با استفاده از جوش شیارى با نفوذ کامل یا یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر (بزرگترین دو مقدار ۷۵ درصد ضخامت جان تیر و ۶ میلی‌متر) اجرا گردد.

اتصال بال‌ها به جان ستون در محدوده‌ی ۳۰۰ میلی‌متر بالاتر و پایین‌تر از محل اتصال بال‌های تیر باید با جوش شیارى با نفوذ کامل به همراه یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر اجرا گردد.

لازم است به وسیله‌ی مصالح تراکم‌پذیر (مانند یونولیت) بین دال کف و اتصال حداقل ۲۵ میلی‌متر فاصله ایجاد شود.

اتصال برشگیر در فاصله‌ی ۸۰۰ میلی‌متر (۱/۵ برابر عمق تیر) از وجه ستون روی بال بالایی تیر ممنوع است.

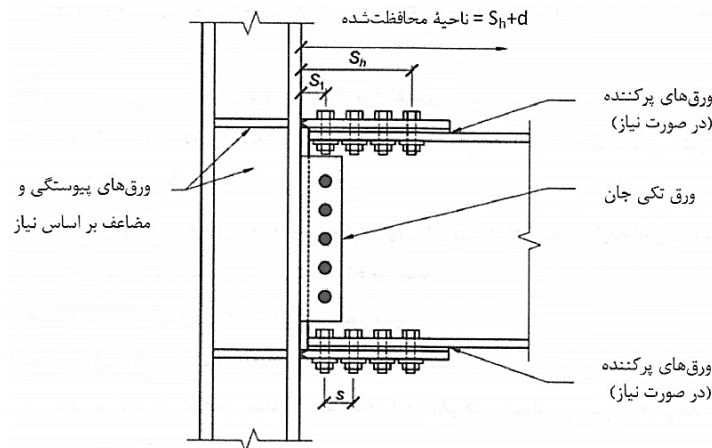
ترتیب و توالی اجرای جوش باید مطابق شکل ر-۶-۱۸ باشد.

تمامی جوش‌های اتصال بال تیر به ورق انتهایی نیاز بحرانی است.

شکل م-۶۰۲ جزئیات نهایی اتصال خمشی ورق انتهایی سخت‌نشده‌ی چهارپیچی (4E)

۱۳-۸ اتصال صلب پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

اتصال با ورق بال پیچی در ضمیمه سال ۲۰۰۹ آیین نامه AISC به عنوان نوعی اتصال دارای صلاحیت (Prequalified Connection) معرفی گردیده است. در این نوع اتصال مطابق شکل ۱۳-۲۵ ورق اتصال بال ها به ستون با جوش نفوذی کامل متصل شده و با پیچ به بالهای تیر متصل می گردد. برای اتصال جان از یک ورق جان پیچ شده به جان تیر و جوش شده به ستون استفاده می گردد. سوراخهای بال، گرد استاندارد و سوراخهای جان لوبیایی کوتاه خواهد بود.



شکل ۱۳-۲۵ اتصال صلب پیچی به کمک ورق های روسری و زیرسری (BFP)

دوران پلاستیک در محدوده انتهای داخلی ورق اتصال صورت گرفته و موقعیت لولای پلاستیک در محل قرارگیری دورترین ردیف پیچ از وجه ستون فرض می گردد. به دلیل مقاومت بالاتر پیچ های نوع A490 که سبب کاهش طول ورق اتصال و کاهش لنگر انتقالی به وجه ستون می شود، استفاده از این نوع پیچ در آیین نامه توصیه گردیده است.

مبانی رفتار لرزه‌ای این گونه اتصال به قرار زیر است:

(الف) جاری شدن تیر در محل دورترین ردیف پیچ از وجه ستون.

(ب) لغزش پیچ‌های اتصال بال که تقریباً همزمان با جاری شدن تیر رخ می‌دهد.

(پ) جاری شدن ثانویه در ناحیه چشمه اتصال ستون که زیر اثر لنگر مورد انتظار و اثرات سخت‌شوندگی در لولای پلاستیک رخ می‌دهد.

(ت) جاری شدن محدود ورق اتصال که هنگام بیشترین تغییرشکلهای ممکن اتفاق می‌افتد.

علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۱۳-۱، اتصالات صلب پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۱۳-۱۰-۱۳-۳)

(۳) باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در دو انتهای تیر تعبیه سوراخ دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوه عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_H) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶، در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه محافظت شده تیر تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای در صورتی که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

(۵) در قاب‌های خمشی ویژه با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون جلوگیری به عمل آید.

(۶) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً ۶ میلی‌متر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است.

(۷) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع پیچی با قطر پیچ حداکثر برابر ۲۷ میلی‌متر باشد. در صورت استفاده از تسمه پشت‌بند در پشت جوش نفوذی تسمه‌های پشت‌بند باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند.

(۸) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه در هر دو طرف نباید از $0/8t_w$ (ضخامت ورق تکی جان است) و ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از نوع پیچی و دارای سوراخ لوبیایی کوتاه افقی باشد.

(۱۰) جرم واحد تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۱۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

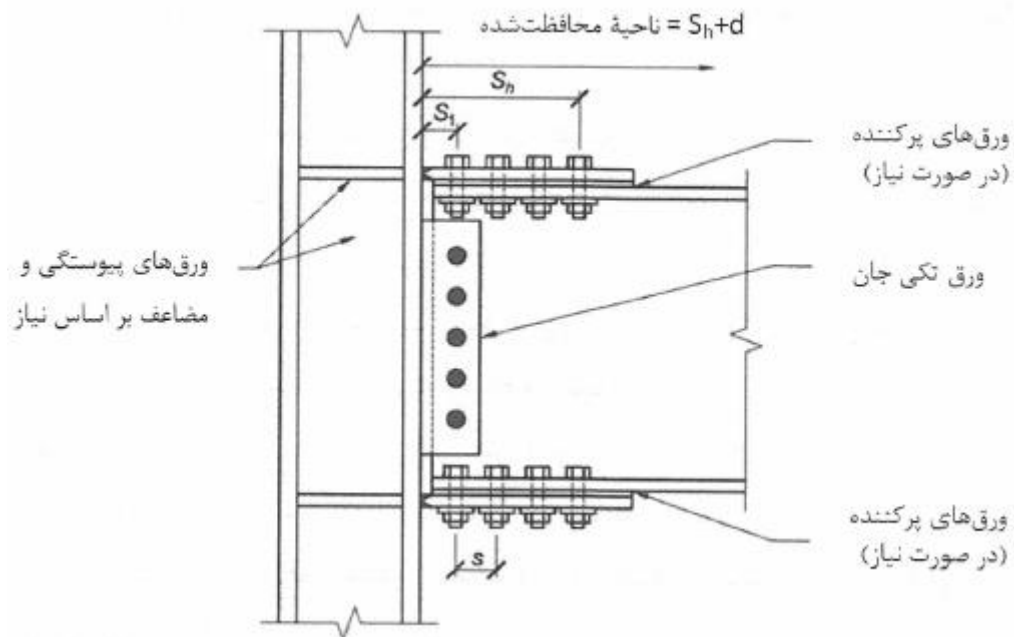
(۱۲) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۳) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۴) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از ۴۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. عمق و پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۵) ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید براساس مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی براساس الزامات فصل ۱۰-۲، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای طراحی پیچ‌ها، کنترل لهدیگی، کنترل گسیختگی کششی و برش قالبی می‌توان برابر ۰٫۹ و برای کنترل کشش در ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

(۱۶) ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید براساس مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت (ϕ) ورق تکی جان و پیچ‌های نظیر آن باید براساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.

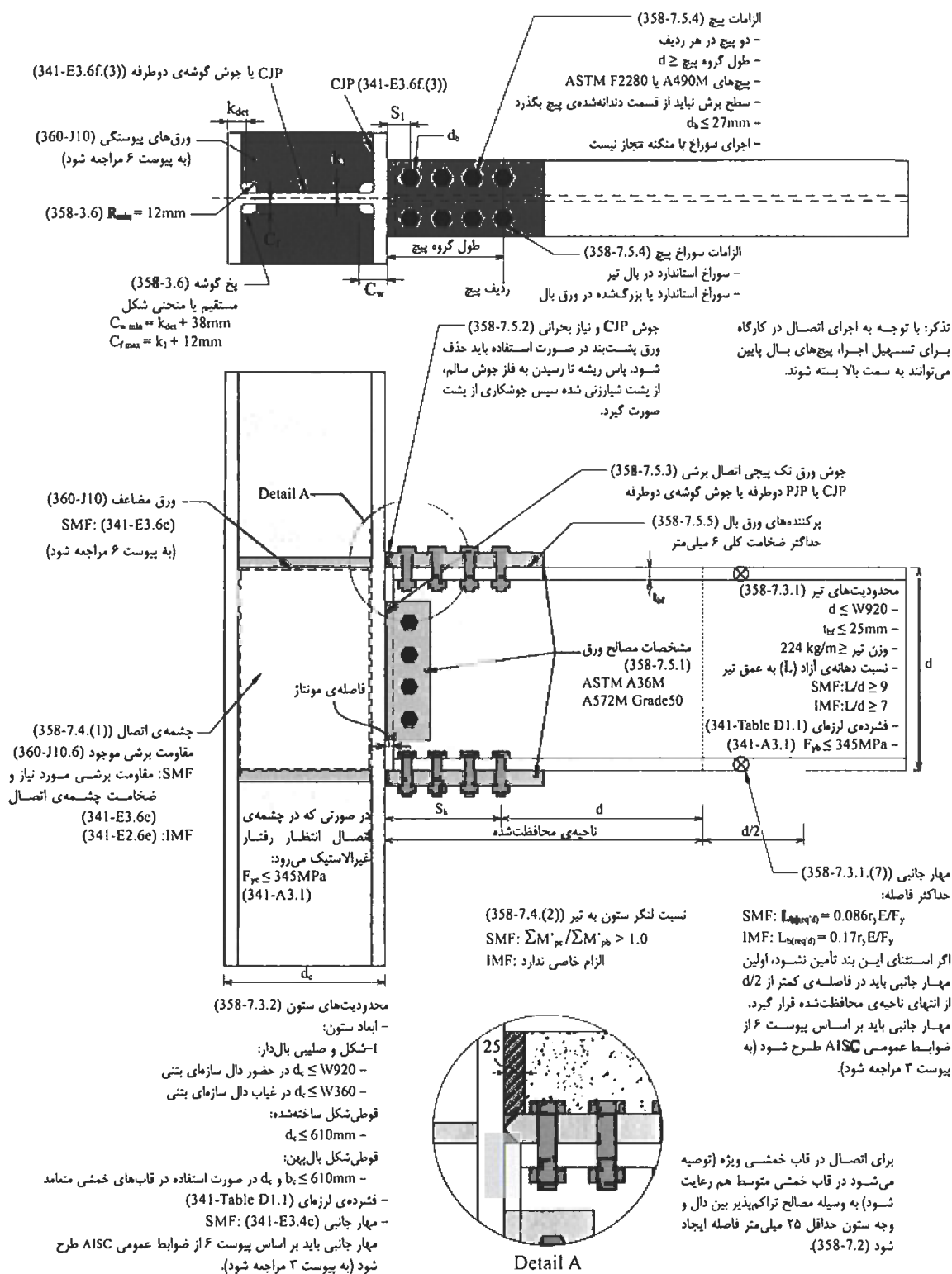


شکل ۱۳-۲۶ فلوجارت طراحی اتصال صلب پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

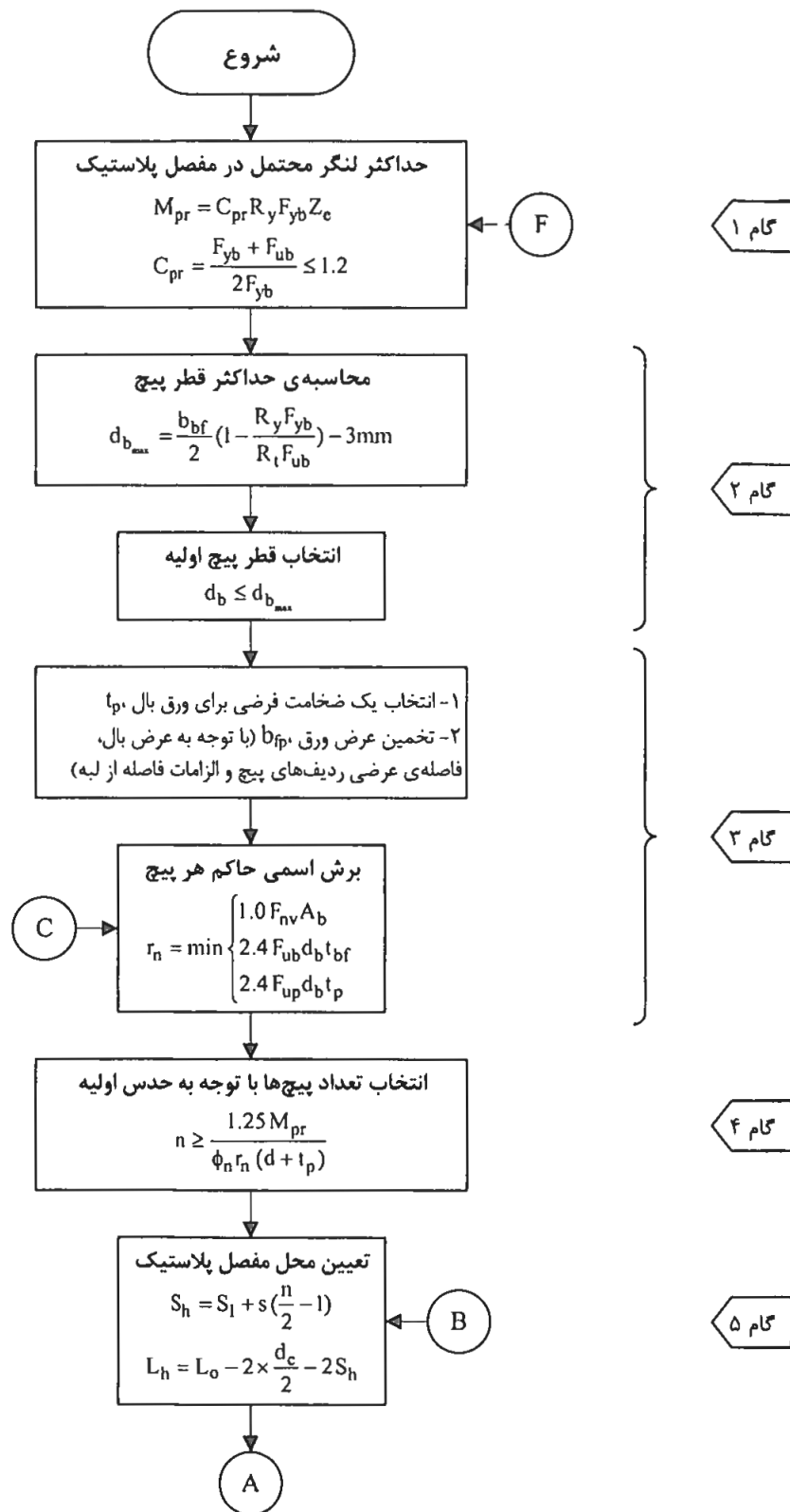
۱۳-۸-۱ خلاصه تصویری و فلوجارت

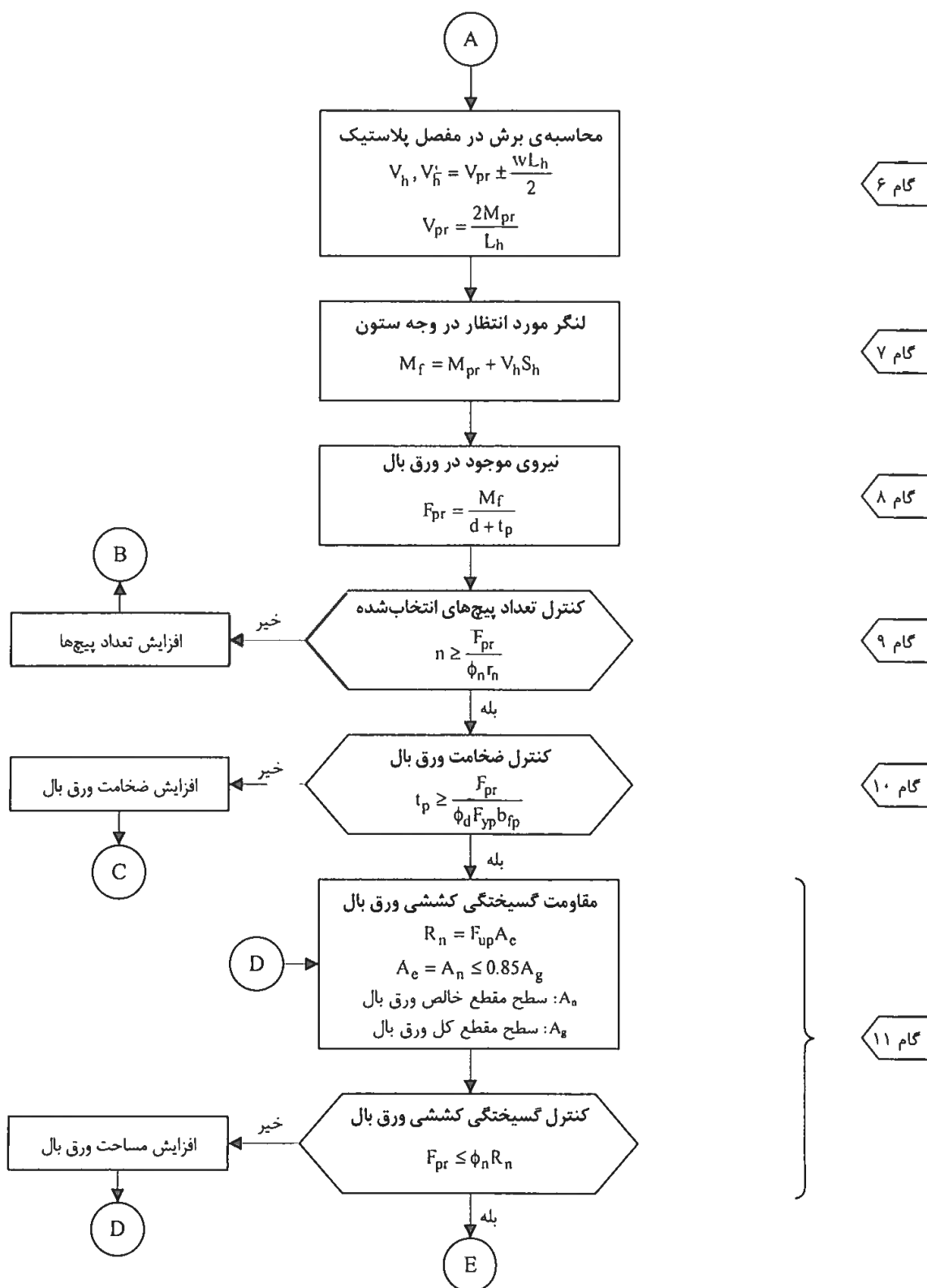
خلاصه ای از ضوابط این اتصال در شکل ۱۳-۱۶ و فلوجارت پیشنهادی طراحی این اتصال مطابق شکل ۱۳-۱۷ می باشد.^{۱۰}

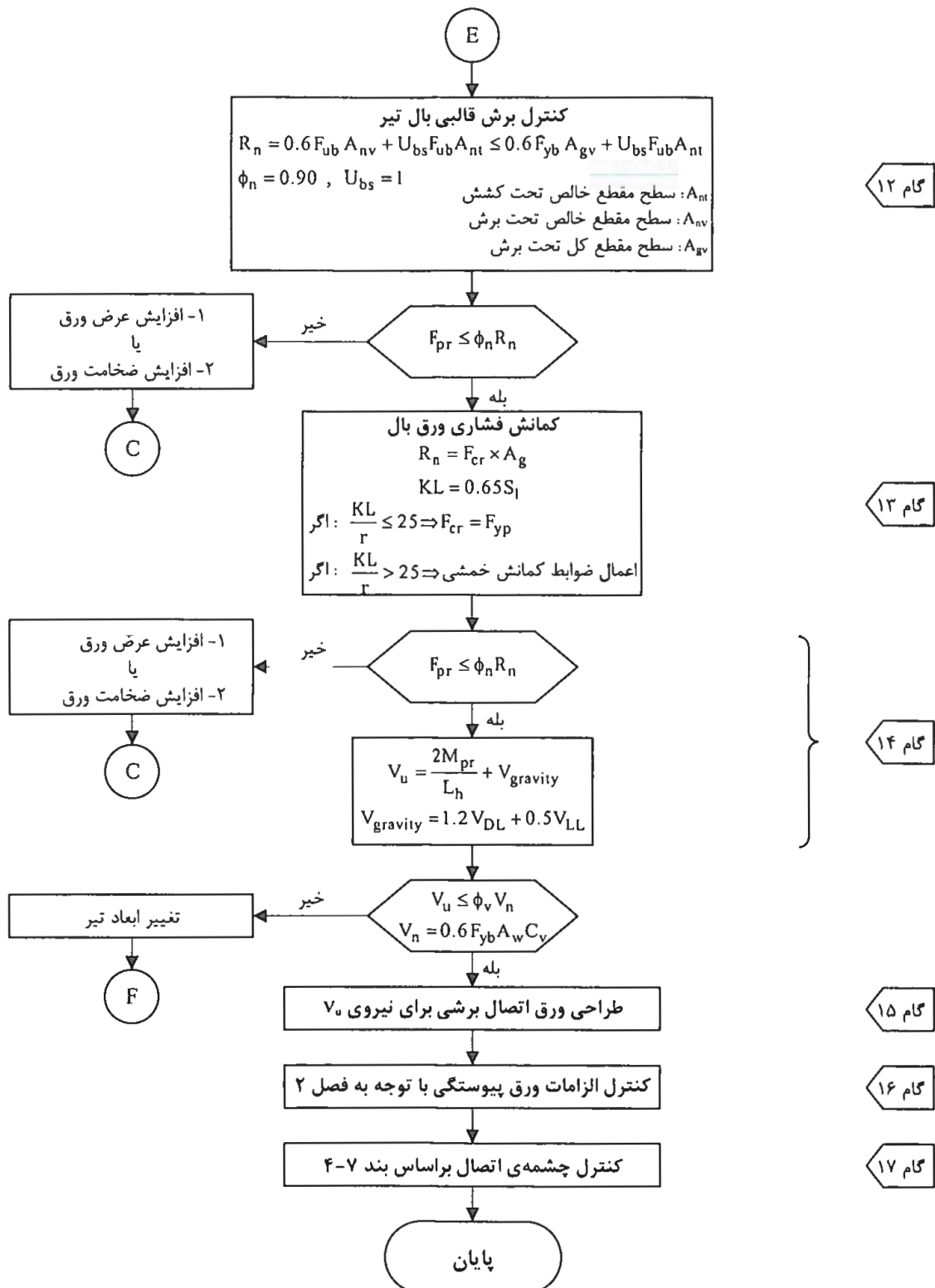
^{۱۰}مرجع ۵۰



شکل ۱۳-۲۷ اتصال BFP





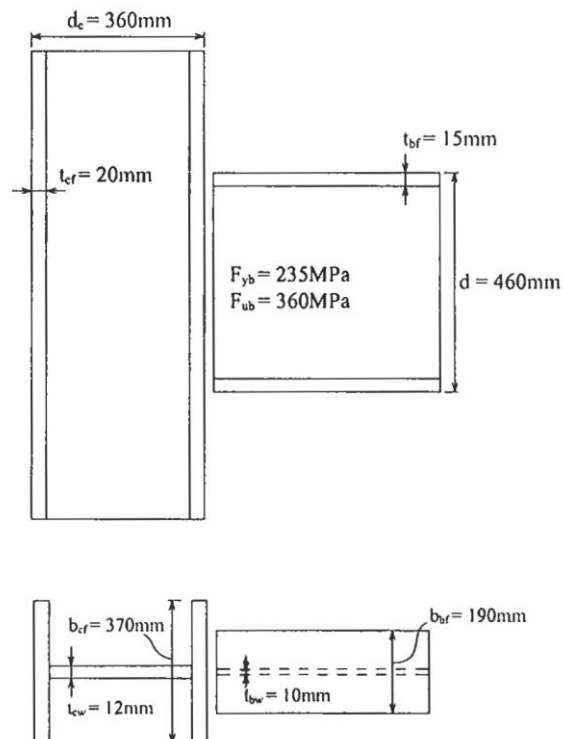


شکل ۱۳-۲۸ فلوجارت طراحی اتصال BFP

مثالهای عددی ۱۳-۸-۲

مثال ۱۳-۶

مطلوب است طراحی اتصال تیر به ستون شکل م-۲-۳، به صورت گیردار به کمک اتصال خمشی ورق بال پیچ شده و با استفاده از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC، برای استفاده در یک قاب خمشی ویژه. بارگذاری ناشی از ترکیب بار $w_u = 1.2 w_{DL} + 0.5 w_{LL}$ روی تیر برابر ۲۰ کیلونیوتن بر متر و طول تیر از مرکز تا مرکز ستون، L_o ، برابر ۶ متر می باشد.



حل:**کنترل فشردگی تیر و ستون**

در فرآیند طراحی سازه، تیر و ستون به صورت مقاطع با شکل پذیری زیاد انتخاب شده‌اند.

محاسبات اولیه**مشخصات تیر:**اساس مقطع پلاستیک، Z_{xb} ، به شرح زیر است.

$$Z_{xb} = 1730500 \text{ mm}^3$$

انتخاب مشخصات اولیه‌ی اتصال**مشخصات مصالح:**مدول الاستیسیته $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ تنش تسلیم ورق‌های اتصال $F_{yp} = 355 \text{ MPa (S355)}$ تنش کششی نهایی ورق‌های اتصال $F_{up} = 510 \text{ MPa (S355)}$ مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود $F_{ue} = 490 \text{ MPa (E70)}$ مقاومت برشی پیچ ورق بال (عدم عبور سطح برش از ناحیه‌ی دندان‌شده) $F_{nv} = 579 \text{ MPa (A490M)}$ مقاومت برشی پیچ ورق جان (عدم عبور سطح برش از ناحیه‌ی دندان‌شده) $F'_{nv} = 469 \text{ MPa (A325M)}$ **تذکر:**

الکتروود انتخاب شده مطابق با جدول ۱-۳ از AWS D1.1 (یا جدول ۱۰-۲-۹-۴۰ از مبحث دهم ویرایش ۹۲) با فولاد مصرفی سازگار است.

گام ۱- محاسبه‌ی حداکثر لنگر محتمل در مفصل پلاستیک (M_{pr})

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{235 + 360}{2 \times 235} = 1.27 > 1.2 \Rightarrow C_{pr} = 1.2 \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-2)}$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_e, \quad Z_e = Z_{xb} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (2.4.3-1)}$$

$$= 1.2 \times 1.15 \times 235 \times 1730500 = 561201150 \text{ N.mm}$$

$$= 561.2 \text{ kN.m}$$

گام ۲- محاسبه‌ی حداکثر قطر پیچ و انتخاب قطر پیچ اولیه

$$d_{b_{max}} = \frac{b_{bf}}{2} \left(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_{ub}} \right) - 3 \text{ mm} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-2M)}$$

$$= \frac{190}{2} \left(1 - \frac{1.15 \times 235}{1 \times 360} \right) - 3 = 23.7 \text{ mm}$$

در رابطه ی فوق، R_t نسبت مقاومت کششی مورد انتظار به حداقل مقاومت کششی مشخصه ی مصالح بال است که در جدول A3-1 از ضوابط لرزه ای AISC برای انواع فولادهای مصرفی آمریکا ارائه شده و با توجه به نوع فولاد مقادیر $1/1$ یا $1/2$ را به خود اختصاص داده است. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۹۲) فقط پارامتر R_y را در نظر گرفته و پارامتری متناظر R_t تعریف نکرده است. با توجه به آنکه معیار محاسبه ی حداکثر قطر پیچ، بیشتر بودن مقاومت گسیختگی ورق بال از مقاومت تسلیم آن می باشد (به بند ۶-۷ از بخش سوم مراجعه شود)، هرچقدر پارامتر R_t کوچکتر انتخاب شود قطر پیچ حداکثر به دست آمده از رابطه، کوچکتر بوده و اطمینان حاصل می شود که تسلیم پیش از گسیختگی روی می دهد. به همین دلیل در محاسبه ی فوق مقدار ۱ برای R_t لحاظ شده است.

مقدار محاسباتی $d_{b \max}$ حداکثر قطر پیچ را به دست می دهد. قطر پیچ انتخابی می تواند از این مقدار کمتر باشد:

$$USE \quad M22(d_b = 22 \text{ mm})$$

گام ۳- برش اسمی حاکم هر پیچ

اگر فرض کنیم ضخامت ورق بال ۲۵ میلی متر باشد و عرض ورق، برابر عرض بال تیر در نظر گرفته شود:

$$b_{fp} = 190 \text{ mm}, t_p = 25 \text{ mm}$$

پیشنهاد:

در صورت مشابهت مصالح مصرفی با مصالح مورد استفاده در این مثال، پیشنهاد می شود برای فرض اولیه، ضخامت ورق بال در حدود چهل درصد بیشتر از ضخامت بال تیر انتخاب شود.

مصالح ورق از فولاد S355 و پیچ از نوع استاندارد A490 انتخاب می شود.

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa}$$

ANSI/AISC 360- Table J3.2

$$A_b = 0.25 \pi d_b^2 = 0.25 \times \pi \times 22^2 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$r_n = \min \begin{cases} F_{nv} \times A_b = 579 \times 380.13 = 220.1 \text{ kN} \\ 2.4 F_{ub} d_b t_{bf} = 2.4 \times 360 \times 22 \times 15 = 285.1 \text{ kN} \\ 2.4 F_{up} d_b t_p = 2.4 \times 510 \times 22 \times 25 = 673.2 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-3)}$$

$$= 220.1 \text{ kN}$$

گام ۴- انتخاب تعداد آزمایشی برای پیچ ها

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} = \frac{1.25 \times 561.2 \times 10^6}{0.9 \times 220.1 \times 10^3 (460 + 25)} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-4)}$$

$$= 7.3 \Rightarrow n = 8$$

گام ۵- تعیین محل مفصل پلاستیک (S_h)

$$\text{فرض: } S_1 = 70 \text{ mm}$$

پارامتر S_1 معرف فاصله از مرکز اولین ردیف پیچ تا وجه ستون است، با توجه به وجود فاصله بین وجه ستون و انتهای تیر (فاصله ی مونتاژ)، لازم است فاصله ی بین اولین ردیف پیچ از انتهای تیر نیز به عنوان فاصله از لبه کنترل شود (به شکل م-۳-۳ مراجعه شود). با منظور کردن ۲۰ میلی متر فاصله ی مونتاژ، فاصله از لبه ی اولین ردیف پیچ در بال تیر برابر

۵۰ میلی متر خواهد بود. بر اساس جدول J3.4M از ضوابط عمومی AISC برای پیچ با قطر ۲۲ میلی متر حداقل فاصله‌ی مجاز از لبه برابر ۲۸ میلی متر اعلام شده است. در نتیجه مقدار انتخابی کافی می‌باشد.

بر اساس بند J3.3 از ضوابط عمومی AISC حداقل فاصله‌ی بین ردیف‌های پیچ ۳ برابر قطر پیچ پیشنهاد شده است (این فاصله نباید از $\frac{2}{3}$ قطر پیچ کمتر باشد)، بنابراین:

$$s_{\min} = 3d_b = 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \Rightarrow s = 70 \text{ mm}$$

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-5)}$$

$$= 70 + 70 \left(\frac{8}{2} - 1 \right) = 280 \text{ mm}$$

گام ۶- برش در مفصل پلاستیک (V_h)

تعیین فاصله‌ی بین مفصل‌های پلاستیک:

$$L_h = L_o - 2 \times \frac{d_c}{2} - 2S_h$$

$$= 6000 - 2 \times \frac{360}{2} - 2 \times 280 = 5080 \text{ mm}$$

در محاسبه‌ی L_h فرض شده است که ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

برش متناظر لنگر پلاستیک در محل مفصل پلاستیک:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 561.2 \times 10^3}{5080} = 220.95 \text{ kN}$$

برش در محل مفصل پلاستیک:

$$V_h = V_{pr} + \frac{w_u L_h}{2} = 220.95 + \frac{20000 \times 5.08}{2} \times 10^{-3} = 271.75 \text{ kN}$$

$$V'_h = V_{pr} - \frac{w_u L_h}{2} = 220.95 - \frac{20000 \times 5.08}{2} \times 10^{-3} = 170.15 \text{ kN}$$

با توجه به بزرگتر بودن مقدار V_h ، این پارامتر حاکم خواهد بود.

گام ۷- لنگر مورد انتظار در وجه ستون (M_f)

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-6)}$$

$$= 561.2 + 271.75 \times 0.28 = 637.29 \text{ kN.m}$$

گام ۸- نیروی موجود در ورق بال (F_{pr})

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p} = \frac{637.29 \times 10^6}{460 + 25} \times 10^{-3} = 1314 \text{ kN} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-7)}$$

گام ۹- کنترل تعداد پیچ های آزمایشی

$$n = 8 \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} = \frac{1314}{0.9 \times 220.1} = 6.63 \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-8)}$$

در نتیجه تعداد پیچ های انتخابی کافی می باشد.

گام ۱۰- کنترل ضخامت ورق بال

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yp} b_{fp}} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-9)}$$

$$25\text{mm} \geq \frac{1314 \times 10^3}{1 \times 355 \times 190} = 19.5\text{mm}$$

در نتیجه ضخامت ورق بال کافی می باشد،

گام ۱۱- کنترل گسیختگی کششی ورق بال

قطر سوراخ با توجه به قطر پیچ و بر اساس جدول J3.3M از ضوابط عمومی AISC برابر است با:

$$d_{\text{hole}} = d_b + 2\text{mm} = 24\text{mm}$$

مساحت خالص تحت کشش به شرح زیر است:

$$\begin{aligned} A_e = A_n &= [b_{fp} - 2 \times (d_{\text{hole}} + 2\text{mm})] \times t_p \\ &= [190 - 2 \times (24 + 2)] \times 25 \\ &= 3450 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{ANSI/AISC 360- Section D3 \& J4.1.(b)}$$

۲ میلی متر اضافه شده به قطر سوراخ در محاسبات فوق، اثر لقی موضوع بند B4.3b از ضوابط عمومی AISC می باشد که بیان می دارد در محاسبه ی مساحت خالص کشش و برش، عرض سوراخ پیچ باید ۲ میلی متر بزرگتر از بعد اسمی سوراخ در نظر گرفته شود.

$$\begin{aligned} A_e = 3450 \text{ mm}^2 &\leq 0.85 \times b_{fp} \times t_p \\ &= 0.85 \times 190 \times 25 = 4037.5 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{ANSI/AISC 360- Section J4.1.(b)}$$

مناسب است.

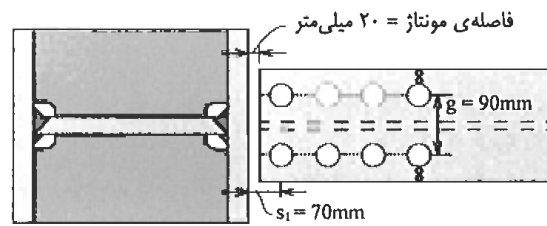
$$\begin{aligned} R_n &= F_{up} \times A_e \\ &= 510 \times 3450 = 1759500 \text{ N} = 1759.5 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J4-2)}$$

$$\begin{aligned} \phi_n &= 0.90 \\ F_{pr} &\leq \phi_n R_n \\ 1314 \text{ kN} &\leq 0.9 \times 1759.5 = 1583.6 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-10)}$$

مناسب است.

گام ۱۲- کنترل برش قالبی بال تیر

طول تحت کشش و برش ناحیه ی اتصال در بال تیر، در شکل م-۳-۳ نشان داده شده است.



... طول تحت برش

xxx طول تحت کشش

شکل م-۳-۳ طول برش و کشش در برش قالبی بال تیر

مساحت خالص کششی به شرح زیر محاسبه می شود:

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &= 2 \times t_{bf} \times \left[\left(\frac{b_{bf} - g}{2} \right) - \frac{1}{2} \times (d_{hole} + 2mm) \right] \\
 &= 2 \times 15 \times \left[\left(\frac{190 - 90}{2} \right) - \frac{1}{2} \times (24 + 2) \right] \\
 &= 1110 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

کل طول برشی برابر است با:

$$\begin{aligned}
 L_{gv} &= \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \times s + (S_1 - \text{فاصله ی مونتاژ} - 20) \\
 &= \left(\frac{8}{2} - 1 \right) \times 70 + (70 - 20) \\
 &= 260 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

مساحت برشی کل با توجه طول تحت برش محاسبه شده، به شرح زیر است:

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= 2 \times t_{bf} \times L_{gv} \\
 &= 2 \times 15 \times 260 \\
 &= 7800 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

مساحت برشی خالص برابر است با:

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= 2 \times t_{bf} \times \left[L_{gv} - \frac{1}{2} (n - 1) \times (d_{hole} + 2mm) \right] \\
 &= 2 \times 15 \times \left[260 - \frac{1}{2} (8 - 1) \times (24 + 2) \right] = 5070 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$U_{bs} = 1$$

$$R_n = 0.6F_{ub} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{ub} \times A_{nt} \leq 0.6F_{yb} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{ub} \times A_{nt}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J4-5)

$$0.6F_{ub} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{ub} \times A_{nt} = (0.6 \times 360 \times 5070 + 1 \times 360 \times 1110) \times 10^{-3} = 1495 \text{ kN}$$

$$0.6F_{yb} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{ub} \times A_{nt} = (0.6 \times 235 \times 7800 + 1 \times 360 \times 1110) \times 10^{-3} = 1499.4 \text{ kN}$$

$$R_n = \min(1495, 1499.4) = 1495 \text{ kN}$$

$$\phi_n = 0.90$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

$$1314 \text{ kN} \leq 0.9 \times 1495 = 1345.5 \text{ kN}$$

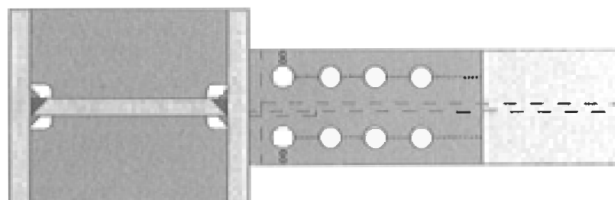
ANSI/AISC 358- Equation (7.6-11)

مناسب است.

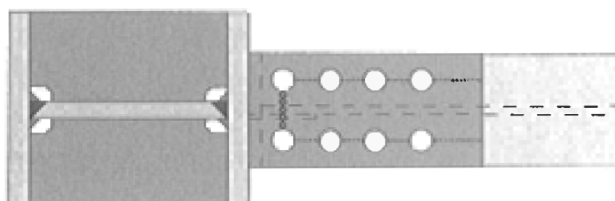
تذکر:

گام ۱۲ در بند ۶-۷ از ضوابط پیش پذیرفتگی اتصالات AISC کنترل برش قالبی را فقط برای بال تیر لازم می داند. اما در تفسیر همین بند آمده است که «گام ۱۲ برش قالبی گروه پیچ ها در ورق بال را کنترل می کند». نمونه ای حل شده در مثال II.B-1 از Design Examples (از نشریات AISC) کنترل برش قالبی را علاوه بر بال تیر، برای ورق بال نیز انجام می دهد. باید در نظر داشت این مثال بر اساس ضوابط عمومی AISC و برای نیروهای موجود (نه لحاظ ظرفیت و اثرات سخت شوندگی) طراحی شده است. بیان این نکته ضروری است که با توجه به متصل نبودن مستقیم تیر به ستون و انتقال لنگر مورد انتظار در وجه ستون از طریق ورق بال، مساحت (ضخامت و عرض، اما در بیشتر حالت های عملی ضخامت) ورق بال از بال تیر بیشتر خواهد بود و قابل اثبات است که برش قالبی بال تیر بر طرح حاکم خواهد شد. بنابراین، در مثال حاضر برش قالبی در ورق بال حاکم نبوده و از کنترل آن صرف نظر شده است. در انتها انجام این کنترل به قضاوت مهندس طراحی واگذار می شود.

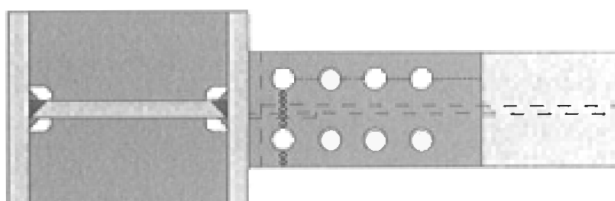
لازم به ذکر است حالت های محتمل برای وقوع برش قالبی در ورق بال، مطابق شکل م-۳-۴ است:



(الف) حالت ۱



(ب) حالت ۲



(ج) حالت ۳

..... طول تحت برش

xxx طول تحت کشش

شکل م-۳-۴ طول برش و کشش در برش قالبی ورق بال

گام ۱۳ - کمانش فشاری ورق بال

مساحت کل ورق بال به شرح زیر است:

$$A_g = b_{fp} \times t_p \\ = 190 \times 25 = 4750 \text{ mm}^2$$

بر اساس توضیح موجود در گام ۱۳ از بند ۶-۷ در متن ضوابط پیش‌پذیرفتگی اتصالات AISC:

$$KL = 0.65S_1 = 0.65 \times 70$$

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7.22 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 70}{7.22} = 6.3$$

$$\lambda \leq 25 \Rightarrow F_{cr} = F_{yp} \Rightarrow P_n = F_{yp} \times A_g \quad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J4-6)} \\ = 355 \times 4750 = 1686250 \text{ N} = 1686.5 \text{ kN}$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-12)} \\ 1314 \text{ kN} \leq 0.9 \times 1686.3 = 1517.7 \text{ kN} \quad \text{مناسب است.}$$

گام ۱۴ - کنترل تیر در برش

تعیین طول دهانه‌ی آزاد تیر:

$$L' = L_o - 2 \times \frac{d_c}{2} = 6000 - 2 \times \frac{360}{2} = 5640 \text{ mm}$$

در محاسبه‌ی L' فرض شده است که ستون‌های دو انتهای تیر مشابه می‌باشند.

برش متناظر بار ثقلی در وجه ستون:

$$V_{\text{gravity}} = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{20000 \times 5.64}{2} \times 10^{-3} = 56.4 \text{ kN}$$

برش در وجه ستون:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{\text{gravity}} \quad \text{ANSI/AISC 358- Equation (7.6-13)} \\ = \frac{2 \times 561.2}{5.08} + 56.4 = 277.34 \text{ kN}$$

تذکر:

به تفاوت برش موجود در وجه ستون، که در این گام محاسبه شد، و برش موجود در محل مفصل پلاستیک، که در گام ۶ محاسبه شده است، توجه شود. در هر دو مورد، نیروی برشی از حاصل جمع نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی و نیروی برشی ناشی از لنگر مفصل پلاستیک به دست می‌آید. با این تفاوت که طول مورد استفاده

در محاسبه ی نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی در محل مفصل پلاستیک، فاصله ی دو مفصل، L_b ، و در محاسبه ی نیروی برشی ناشی از بارگذاری ثقلی در وجه ستون، طول دهانه ی آزاد تیر، L_b ، منظور شده است.

کنترل تسلیم برشی در تیر:

$$\frac{h}{t_{bw}} = \frac{d - 2 \times t_{bf}}{t_{bw}} = \frac{460 - 2 \times 15}{10} = \frac{430}{10} = 43$$

$$\frac{h}{t_{bw}} \leq 260 \Rightarrow k_v = 5$$

ANSI/AISC 360- Section G2.1

با توجه به آنکه تیر، ساخته شده و I-شکل است و شرایط زیر حاکم می باشد:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

ANSI/AISC 360- Equation (G2-3)

$$43 \leq 1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{235}} = 71.76$$

خواهیم داشت:

$$\Rightarrow \phi_v = 0.90, C_v = 1$$

$$A_w = d \times t_{bw} = 460 \times 10 = 4600 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y \times A_w \times C_v$$

ANSI/AISC 360- Equation (G2-1)

$$= 0.6 \times 235 \times 4600 \times 1 \times 10^{-3} = 648.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 277.34 \text{ kN} \leq \phi_v V_n = 0.9 \times 648.6 = 583.74 \text{ kN}$$

مناسب است.

گام ۱۵- طراحی اتصال ورق تک برشی

تعیین تعداد پیچ های جان:

لازم است که در ابتدا تعداد پیچ های مورد نیاز تعیین شود و جان تیر برای شرایط حاکم، کنترل گردد، سپس ورق تک برشی طراحی شود.

مصالح ورق از فولاد S355 و از نوع استاندارد A325M باشد.

$$F_{nv}' = 469 \text{ MPa}$$

تذکر:

در جدول J3.2 از ضوابط عمومی AISC مقاومت برشی پیچ A325M برابر $F_{nv} = 68 \text{ ksi} (457 \text{ MPa})$ ارائه شده است که در واقع تبدیل صحیح مقدار آن $F_{nv} = 469 \text{ MPa}$ می باشد.

در صورت استفاده از پیچ هایی با قطر ۱۶ میلی متر خواهیم داشت:

$$A'_b = 0.25\pi d_b^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$R_n = F_{nv}' A'_b = 469 \times 201.06 \times 10^{-3} = 94.3 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J3-1)

$$n_{req'd} = \frac{V_u}{\phi F_{nv}' A'_b} = \frac{277.34}{0.75 \times 94.3} = 3.92$$

$$\Rightarrow n' = 4$$

کنترل لهیدگی پیچ‌ها در جان تیر:

در یک ورق برشی پیچی، طول مقاوم لهیدگی هر پیچ میانی برابر فاصله‌ی خالص بین دو سوراخ و طول مقاوم لهیدگی آخرین پیچ، فاصله از لبه‌ی سوراخ تا انتهای ورق می‌باشد. در جان تیر نیز به طور مشابه طول مقاوم لهیدگی هر پیچ میانی برابر فاصله‌ی خالص بین دو پیچ است. این در حالی است که در آخرین پیچ، طول مقاوم در برابر لهیدگی، فاصله لبه‌ی سوراخ تا انتهای جان تیر بوده که ممکن است بیشتر از این مقدار باشد. برای اطمینان در محاسبات، طول مقاوم لهیدگی آخرین پیچ نیز برابر طول مقاوم لهیدگی سایر پیچ‌ها و به اندازه‌ی فاصله‌ی خالص دو پیچ لحاظ می‌گردد. در صورتی که فاصله‌ی مرکز به مرکز پیچ‌ها ۶۰ میلی‌متر انتخاب شود:

$$d'_{hole} = d_b + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$L_c = S' - 2 \times \frac{1}{2} d'_{hole}$$

$$= 60 - 2 \times \frac{1}{2} \times 18 = 42 \text{ mm}$$

$$r_n = 1.2 L_c t_{bw} F_{ub} < 2.4 d_b' t_{bw} F_{ub}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)

$$1.2 L_c t_{bw} F_{ub} = 1.2 \times 42 \times 10 \times 360 \times 10^{-3} = 181.44 \text{ kN}$$

$$2.4 d_b' t_{bw} F_{ub} = 2.4 \times 16 \times 10 \times 360 \times 10^{-3} = 138.24 \text{ kN}$$

$$r_n = \min(181.44, 138.24) = 138.24 \text{ kN}$$

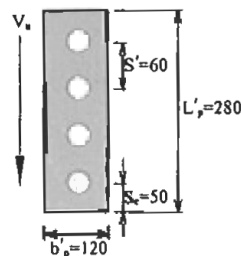
$$R_n = n' \times r_n = 4 \times 138.24 = 552.96 \text{ kN}$$

$$V_u = 277.34 \leq \phi R_n = 0.75 \times 552.96 = 414.72 \text{ kN}$$

مناسب است.

طراحی ورق برشی جان برای نیروی V_u

نیرو و مشخصات کلی در نظر گرفته شده برای ورق جان به شرح شکل م-۵-۳ است (ضخامت ورق برابر ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود).



شکل م-۵-۳ نیروی ورق جان

کنترل تسلیم برشی ورق:

$$A'_g = L'_p \times t'_p = 280 \times 10 = 2800 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 0.6 F_y \times A'_g = 0.6 \times 355 \times 2800 \times 10^{-3} = 596.4 \text{ kN}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J4-3)

$$V_u = 277.34 \leq \phi R_n = 1 \times 596.4 = 596.4 \text{ kN}$$

مناسب است.

تذکر:

ضریب مقاومت $\phi = 1.00$ بر اساس بند J4.2.(a) از ضوابط عمومی AISC انتخاب شده است.کنترل گسیختگی برشی ورق:

$$A'_{nv} = A'_g - n' \times (d'_{hole} + 2 \text{ mm}) \times t'_p$$

$$= 2800 - 4 \times (18 + 2) \times 10 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 0.6 \times F_{up} \times A'_{nv}$$

ANSI/AISC 360- Equation (J4-4)

$$= 0.6 \times 510 \times 2000 \times 10^{-3} = 612 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 277.34 \leq \phi R_n = 0.75 \times 612 = 459 \text{ kN}$$

مناسب است.

کنترل برش قالبی ورق:

طول تحت برش و کشش ورق جان در شکل م-۳-۶ نمایش داده شده است.



..... طول تحت برش

xxx طول تحت کشش

شکل م-۳-۶ طول برش و کشش ورق جان

مساحت خالص تحت کشش در ورق جان به شرح زیر است:

$$A_{nt} = \left[\frac{b'_p}{2} - \frac{1}{2} (d'_{hole} + 2 \text{ mm}) \right] \times t'_p$$

$$= \left[\frac{120}{2} - \frac{1}{2} (18 + 2) \right] \times 10 = 500 \text{ mm}^2$$

طول تحت برش در ورق جان برابر است با:

$$L_{gv} = (4 - 1) \times 60 + 50 = 230 \text{ mm}$$

با توجه به طول تحت برش کل، مساحت تحت برش کل به شکل زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$A_{gv} = L_{gv} \times t'_p = 230 \times 10 = 2300 \text{ mm}^2$$

مساحت خالص تحت برش برابر است با:

$$\begin{aligned} A_{nv} &= \left[L_{gv} - \left(n' - \frac{1}{2} \right) (d'_{\text{hole}} + 2 \text{ mm}) \right] \times t'_p \\ &= \left[230 - \left(4 - \frac{1}{2} \right) \times (18 + 2) \right] \times 10 = 1600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = 0.6 F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} \leq 0.6 F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} \quad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J4-5)}$$

$$0.6 F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} = 0.6 \times 510 \times 1600 + 1 \times 510 \times 500 = 744.6 \text{ kN}$$

$$0.6 F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} = 0.6 \times 355 \times 2300 + 1 \times 510 \times 500 = 744.9 \text{ kN}$$

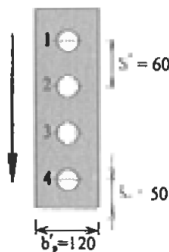
$$R_n = \min(744.6, 744.9) = 744.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 277.34 \leq \phi R_n = 0.75 \times 744.6 = 558.45 \text{ kN}$$

مناسب است.

کنترل لهیدگی پیچ‌ها در ورق:

طول لهیدگی پیچ‌های ورق جان به شرح شکل م-۷-۳ می‌باشد.



شکل م-۷-۳ طول لهیدگی پیچ‌ها در ورق جان

$$\begin{aligned} L_c &= S' - 2 \times \frac{1}{2} d'_{\text{hole}} \\ &= 60 - 2 \times \frac{1}{2} \times 18 = 42 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$r_{n1} = r_{n2} = r_{n3} = 1.2 \times L_c \times t'_p \times F_{up} \leq 2.4 d'_b \times t'_p \times F_{up} \quad \text{ANSI/AISC 360- Equation (J3-6a)}$$

$$1.2 \times L_c \times t'_p \times F_{up} = 1.2 \times 42 \times 10 \times 510 = 257.04 \text{ kN}$$

$$2.4 d'_b \times t'_p \times F_{up} = 2.4 \times 16 \times 10 \times 510 = 195.84 \text{ kN}$$

$$r_{n1} = r_{n2} = r_{n3} = \min(257.04, 195.84) = 195.84 \text{ kN}$$

$$r_{n4} = 1.2 \times \left(50 - \frac{18}{2} \right) \times 10 \times 510 = 250.92 \text{ kN} \geq 195.84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_n = 3 \times 195.84 + 195.84 = 783.36 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 277.34 \text{ kN} \leq \phi R_n = 0.75 \times 783.36 \text{ kN} = 587.52 \text{ kN}$$

مناسب است.

کنترل جوش ورق جان به بال ستون:

اگر از جوش گوشه‌ی دوطرفه برای اتصال ورق تکی برشی به بال ستون استفاده شود:

$$D_{req} = \frac{V_u}{2\phi \times 0.6 F_{uc} \times L'_p \times \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$= \frac{277.34 \times 10^3}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 280 \times \frac{\sqrt{2}}{2}} = 3.18 \text{ mm}$$

بر اساس جدول J2.4 از ضوابط عمومی AISC حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ورق نازک‌تر اتصال، به شرح زیر است.

$$t_{min} = \min(t'_p, t_{cf}) = \min(25, 10) = 10 \text{ mm}$$

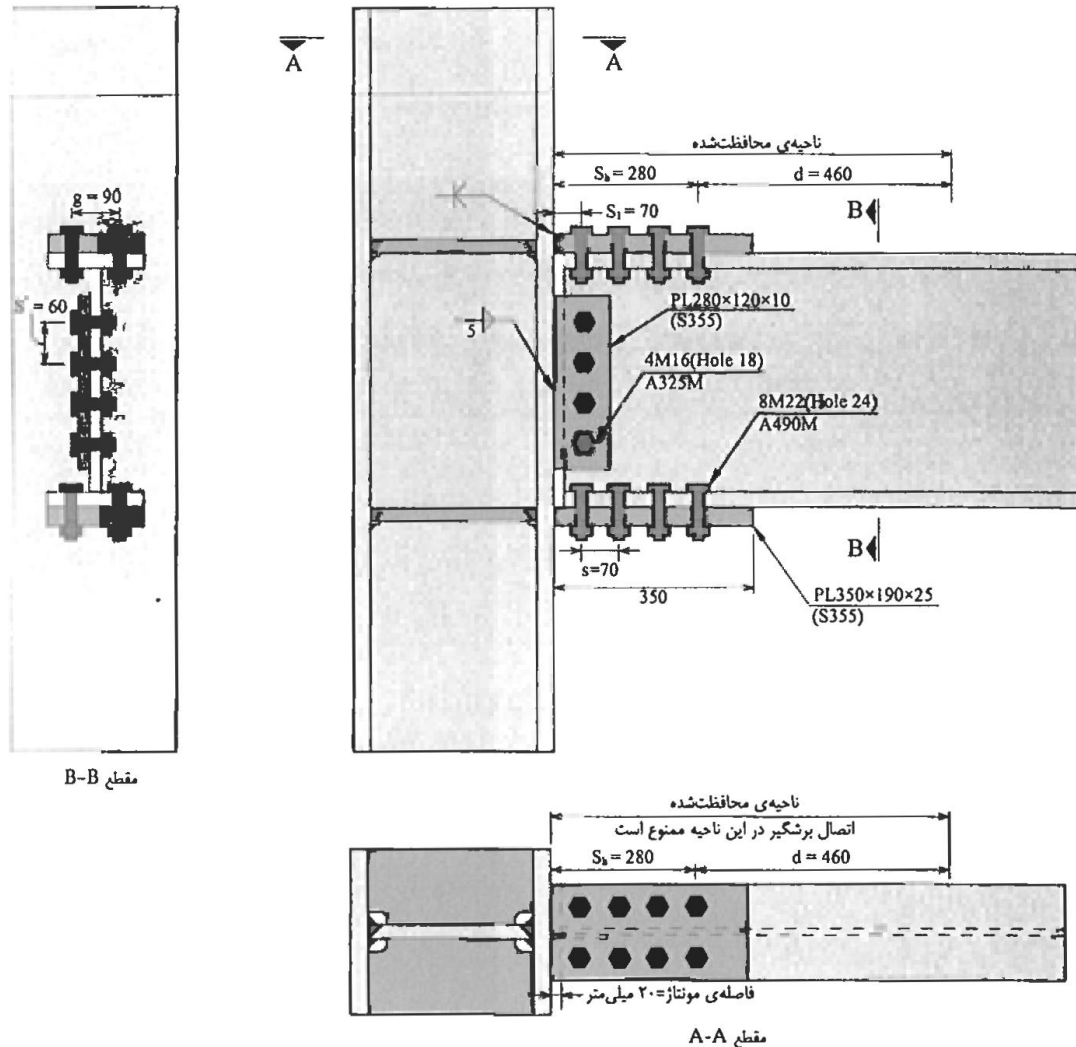
$$t_{min} \leq 13 \text{ mm} \Rightarrow D_{min} = 5 \text{ mm}$$

با توجه به آنکه مقدار محاسباتی بعد جوش از حداقل بعد جوش گوشه کمتر است، از مقدار حداقل بعد جوش استفاده می‌شود.

طراحی و جزئیات ورق پیوستگی و کنترل چشمه اتصال و نسبت لنگر ستون به تیر و مهار جانبی تیر به خواننده واگذار می‌شود. روند محاسبات، مشابه مثال اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته خواهد بود.

جزئیات و نقشه‌ی اتصال

با توجه به گام‌های طراحی بیان شده، جزئیات اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده موردنظر، مطابق شکل م-۸-۳ می‌باشد.



اتصال بال‌ها به جان در محدوده‌ی عمق تیر پس از آخرین ردیف پیچ (S_b) برای تیرها، و ۳۰۰ میلی‌متر بالاتر و پایین‌تر از محل اتصال بال‌های تیر برای ستون‌ها، باید با جوش شیاری با نفوذ کامل به همراه یک جفت جوش گوشه به بعد ۸ میلی‌متر اجرا گردد. لازم است به وسیله‌ی مصالح تراکم‌پذیر (مانند یونولیت) بین دال کف و وجه ستون حداقل ۲۵ میلی‌متر فاصله ایجاد شود.

شکل م-۸-۳ جزئیات نهایی اتصال خمشی ورق بال پیچ‌شده (BFP)

[AISC 358-16 7.6]
BFP DESIGN PROCEDURE

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

The BFP moment connection is somewhat more complex than some other connections, because a larger number of yield locations and failure modes are encountered with this connection.

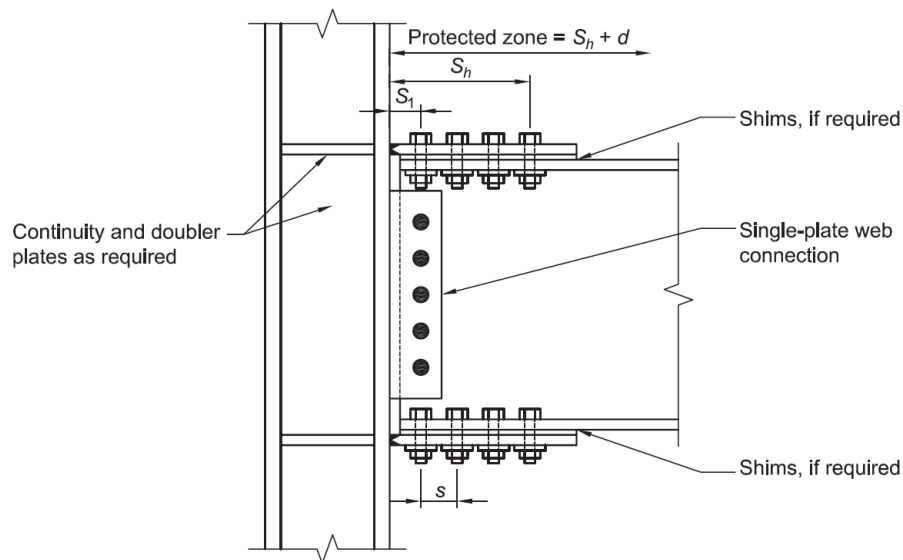


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

Section properties:

Beam:

$$2PL25 \times 1.5cm + PL40 \times 1cm$$

$$\rightarrow b_f = 25cm, t_f = 1.5cm$$

$$\rightarrow d = 40 + 2 \times 1.5 = 43cm$$

$$\rightarrow Z_e = 2 \times (25 \times 1.5) \times \frac{40+1.5}{2} + (40 \times 1) \times 10 = 1956 cm^3$$

Plates:

$$2PL55 \times 30 \times 2.5cm + (2 \times 6@8.1cm)M27A490(10.9)$$

$$1PL30 \times 25 \times 1.2 + (2@10cm \times 3@7.5cm)M18A490(10.9), a_w = 8mm$$

$$S_1 = 7.5cm, s = 8.1cm(M27), s = 7.5cm(M18)$$

$$S_h = S_1 + 5 \times s = 7.5 + 5 \times 8.1 = 48cm$$

$$S_h + d = 48 + 43 = 91cm$$

Step 1. Compute the probable maximum moment at the plastic hinge, M_{pr} in accordance with Section 2.4.3.

2.4.3 Probable Maximum Moment at Plastic Hinge

The probable maximum moment at the plastic hinge shall be:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y f_y Z_e$$

where

R_y = ratio of the expected yield stress to the specified minimum yield stress, f_y , as specified in the AISC Seismic Provisions.

Z_e = effective plastic section modulus of section (or connection) at location of the plastic hinge, in.3 (mm³)

C_{pr} = factor to account for peak connection strength, including strain hardening, local restraint, additional reinforcement and other connection conditions. Unless otherwise specifically indicated in this Standard, the value of C_{pr} shall be:

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

where

f_u = specified minimum tensile strength of yielding element, ksi (MPa)

f_y = specified minimum yield stress of yielding element, ksi (MPa)

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{2.4 + 3.7}{2 \times 2.4} = 1.27 \not\leq 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.15$$

probable maximum moment at the plastic hinge:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y f_y Z_e = 1.2 \times 1.15 \times 2.4 \times 1956 = 6478 \text{ ton.cm}$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step defines the maximum expected moment, M_{pr} , at the last bolt away from the face of the column in the flange plate. The beam flange must have greater net section fracture resistance than its yield resistance because tensile yield of the flange is a ductile mechanism and net section rupture is a brittle failure.

Step 2. Compute the maximum bolt diameter to prevent beam flange tensile rupture.

For standard holes with two bolts per row:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y f_y}{R_t f_u} \right) - 3mm$$

Select a bolt diameter. Check that the edge distance for the beam flange holes satisfies the

AISC Specification requirements.

beam flange tensile rupture:

$$\text{say } R_t = R_y = 1.15$$

$$d_b \leq \frac{25}{2} \left(1 - \frac{1.15 \times 2.4}{1.15 \times 3.7} \right) - 0.3 \text{ cm} = 4.09 \text{ cm} \rightarrow \text{try M27: } d_b = 2.7 \text{ cm}$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step establishes the maximum bolt diameter that can meet this balanced criterion. While this requirement is rational, it should be noted that net section rupture of the beam flange has not occurred in any past BFP tests, because the beam web clearly reduces any potential for flange rupture.

The shear strength of the flange bolts is the smallest strength permitted based on bolt shear with threads excluded from the shear plane, bolt bearing on the flange plate, bolt bearing on the beam flange, and block shear considerations.

Step 3. Assume a flange plate thickness, t_{fp} . Estimate the width of the flange plate, b_{fp} , considering bolt gage, bolt edge distance requirements, and the beam flange width. Determine the controlling nominal shear strength per bolt considering bolt shear and bolt bearing:

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0 f_{nv} A_b \\ 2.4 f_{ub} d_b t_f \\ 2.4 f_{up} d_p t_{fp} \end{cases}$$

Where

r_n = controlling nominal shear strength per bolt

A_b = nominal unthreaded body area of bolt, in.2 (mm²)

f_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC *Specification*, ksi (MPa)

f_{ub} = specified minimum tensile strength of beam material, ksi (MPa)

f_{up} = specified minimum tensile strength of plate material, ksi (MPa)

d_b = nominal bolt diameter, in. (mm)

t_f = beam flange thickness, in. (mm)

t_{fp} = flange plate thickness, in. (mm)

$$\text{try } t_{fp} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{try } b_{fp} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{M27} \rightarrow d_b = 2.7 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 2.7^2}{4} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{A490(10.9)} \rightarrow f_u = 10 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{nv} = 0.45 f_u = 0.45 \times 10 = 4.5 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ub} = f_{up} = 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

nominal shear strength per bolt considering bolt shear and bolt bearing:

$$r_n = \min \left\{ \frac{1.0 f_{nv} A_b}{2.4 f_{ub} d_b t_f} = \min \left\{ \frac{1.0 \times 4.5 \times 5.73}{2.4 \times 3.7 \times 2.7 \times 1.5} = 25.79 \right. \right. \\ \left. \left. \frac{2.4 f_{up} d_p t_{fp}}{2.4 \times 3.7 \times 2.7 \times 2.5} = 35.96 = 25.8 \text{ ton} \right. \right. \\ \left. \left. \frac{2.4 f_{up} d_p t_{fp}}{2.4 \times 3.7 \times 2.7 \times 2.5} = 59.94 \right. \right.$$

Step 4. Select a trial number of bolts.

User Note:

The following equation may be used to estimate the trial number of bolts.

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)}$$

where

n = number of bolts rounded to next higher even number increment

d = beam depth, in. (mm)

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_{fp})} = \frac{1.25 \times 6478}{0.9 \times 25.8 (43 + 3)} = 7.6 \rightarrow n = 8$$

$$\text{if } F_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \rightarrow F_{nv} = 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 34.1 \times 1 = 11.6 \text{ ton} \rightarrow r_n = 11.6 \text{ ton} \rightarrow n = 16.9$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step is an approximate evaluation of the number of bolts needed to develop the BFP moment connection. The moment for the bolts is larger than M_{pr} because the centroid of the bolt group is at a different location than the primary hinge location. However, this moment cannot be accurately determined until the geometry of the flange plate and bolt spacing are established. The 1.25 factor is used as an empirical increase in this moment to provide this initial estimate for the number of bolts required. The bolts are tightened to meet slip-critical criteria, but **the connection is not slip-critical**: The bolts are designed as bearing bolts.

Once the required number of bolts is established, bolt spacing and an initial estimate of the flange plate length can be established. This geometry is illustrated and summarized in Figure 7.1.

[AISC 360-16: GLOSSARY]

Slip-critical connection: Bolted connection designed to resist movement by friction on the faying surface of the connection under the clamping force of the bolts.

Step 5. Determine the beam plastic hinge location, S_h , as dimensioned from the face of the column.

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right)$$

where

S_1 = distance from face of column to nearest row of bolts, in. (mm)

n = number of bolts

s = spacing of bolt rows, in. (mm)

The bolt spacing between rows, s , and the edge distance shall be sufficiently large to ensure that l_c , as defined in the AISC *Specification*, is greater than or equal to $2d_b$.

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = 7.5 + 8.1 \left(\frac{8}{2} - 1 \right) = 31.8 \text{ cm}$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step defines critical dimensions of this geometry for later design checks

Step 6. Compute the shear force at the beam plastic hinge location at each end of the beam.

The shear force at the hinge location, V_h , shall be determined from a free-body diagram of the portion of the beam between the plastic hinge locations. This calculation shall assume the moment at the plastic hinge location is M_{pr} and shall include gravity loads acting on the beam

based on the load combination of

$$1.2D + f_1L + 0.2S$$

where

D is the dead load; f_1 is the load factor determined by the applicable building code for live loads, but not less than 0.5; L is the live load; and S is the snow load.

User Note:

The load combination of $1.2D + f_1L + 0.2S$ is in conformance with ASCE/SEI 7-16. When using the International Building Code, a factor of 0.7 must be used in lieu of the factor of 0.2 for S (snow) when the roof configuration is such that it does not shed snow off of the structure.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

This step is similar to other connection types in that the shear force at the plastic hinge is based upon the maximum shear achieved with maximum expected moments at the plastic hinges at both ends of the beam plus the shear associated with appropriate gravity loads on the beam.

Step 7. Calculate the moment expected at the face of the column flange.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$

where V_h is the larger of the two values of shear force at the beam hinge location at each end of the beam, kips (N).

This Equation neglects the gravity load on the portion of the beam between the plastic hinge and the face of the column. The gravity load on this small portion of the beam is permitted to be included.

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} + \dots$$

moment expected at the face of the column flange:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$

$$\text{say } M_f = M_{pr} = 6478 \text{ ton.cm}$$

××

NOT OK

Step 8. Compute F_{pr} , the force in the flange plate due to M_f .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p}$$

where

d = depth of beam, in. (mm)

t_p = thickness of flange plate, in. (mm)

force in the flange plate due to M_f :

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p}$$

$$F_{pr} = \frac{6478}{43+3} = 141 \text{ ton}$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Step 7 uses the geometry established in **Step 5** and the maximum shear force established in **Step 6** to determine the maximum expected moment at the face of the column flange, M_f . The maximum expected force in the flange plate, F_{pr} , is determined from M_f in **Step 8**.

Step 9. Confirm that the number of bolts selected in Step 4 is adequate

$$n \geq \frac{f_{pr}}{\phi_n r_n}$$

$$n = 8 \geq \frac{f_{pr}}{\phi_n r_n} = \frac{141}{0.9 \times 25.8} = 6.1$$

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

The flange plate bolts cannot experience a tensile force larger than F_{pr} , so **Step 9** checks the actual number of bolts required in the connection. If this number is larger or smaller than that estimated in **Step 4**, it may be necessary to change the number of bolts and repeat **Steps 5** through **9** until convergence is achieved.

Step 10. Check that the thickness of the flange plate assumed in Step 3 is adequate:

$$t_{fp} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d f_y b_{fp}}$$

where

f_y = specified minimum yield stress of flange plate, ksi (MPa)

b_{fp} = width of flange plate, in. (mm)

thickness of the flange plate:

$$t_{fp} = 3\text{ cm} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d f_y b_{fp}} = \frac{141}{1 \times 2.4 \times 30} = 2.0\text{ cm}$$

Step 11. Check the flange plate for the limit state of tensile rupture.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

where R_n is defined in the tensile rupture provisions of Chapter J of the AISC Specification.

limit state of tensile rupture of flange plate:

$$R_n = F_{nt} A_b$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n = \phi_n F_{nt} A_b = 0.75 \times 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times 5.73 \text{ cm}^2 = 15.9 \text{ ton}$$

Step 12. Check the beam flange for the limit state of block shear rupture.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

where R_n is as defined in the block shear rupture provisions of Chapter J of the AISC Specification.

AISC 360-16 J3

6. Tensile and Shear Strength of Bolts and Threaded Parts

The design tensile or shear strength, ϕR_n , and the allowable tensile or shear strength, R_n / Ω , of a snug-tightened or pretensioned high-strength bolt or threaded part shall be determined according to the limit states of tension rupture and shear rupture as:

$$R_n = f_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

where

A_b = nominal unthreaded body area of bolt or threaded part, in.² (mm²)

f_n = nominal tensile stress, f_{nt} , or shear stress, f_{nv} , from Table J3.2, ksi (MPa)

The required tensile strength shall include any tension resulting from prying action produced by deformation of the connected parts

User Note: The force that can be resisted by a snug-tightened or pretensioned high-strength bolt or threaded part may be limited by the bearing strength at the bolt hole per Section J3.10. The effective strength of an individual fastener may

be taken as the lesser of the fastener shear strength per Section J3.6 or the bearing strength at the bolt hole per Section J3.10. The strength of the bolt group is taken as the sum of the effective strengths of the individual fasteners.

7. Combined Tension and Shear in Bearing-Type Connections

The available tensile strength of a bolt subjected to combined tension and shear shall be determined according to the limit states of tension and shear rupture as:

$$R_n = F'_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

where

F'_n = nominal tensile stress modified to include the effects of shear stress, ksi (MPa)

$$F'_n = 1.3F_n - \frac{F_n}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_n$$

F_n = nominal tensile stress from Table J3.2, ksi (MPa)

F_{nv} = nominal shear stress from Table J3.2, ksi (MPa)

f_{rv} = required shear stress using LRFD or ASD load combinations, ksi (MPa)

The available shear stress of the fastener shall equal or exceed the required shear stress, f_{rv} .

User Note: Note that when the required stress, f , in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress, the effects of combined stress need not be investigated. Also note that Equations J3-3a and J3-3b can be rewritten so as to find a nominal shear stress, F_{nv} , as a function of the required tensile stress, f_t .

Step 13. Check the flange plate for the limit states of compression buckling.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

where R_n is defined in the compression buckling provisions of Section J4.4 of the AISC Specification.

User Note: When checking compression buckling of the flange plate, the effective length, KL , may be taken as $0.65S_1$.

Some iteration from Steps 3 through 13 may be required to determine an acceptable flange plate size.

Section J4.4

Strength of Elements in Compression

The available strength of connecting elements in compression for the limit states of yielding and buckling shall be determined as follows:

(a) When $L_c / r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi = 0.9$$

(b) When $L_c / r > 25$, the provisions of Chapter E apply;

where

$L_c = KL$ = effective length, in. (mm)

K = effective length factor

L = laterally unbraced length of the member, in. (mm)

User Note: The effective length factors used in computing compressive strengths of connecting elements are specific to the end restraint provided and may not necessarily be taken as unity when the direct analysis method is employed

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Steps 10 and 11 check the flange plate width and thickness to ensure that tensile yield strength and tensile rupture strength, respectively, exceed the maximum expected tensile force in the flange. The net section rupture check of **Step 11** employs the nonductile resistance factor, while the flange yielding check of **Step 10** employs the ductile resistance factor; this check also allows limited yielding in the flange plate and ensures ductility of the connection. **Step 12** checks block shear of the bolt group in the flange plate, and **Step 13** checks the flange plate for buckling, when F_{pr} is in compression. Both block shear and buckling of the flange plate are treated as nonductile behaviors

Step 14. Determine the required shear strength, V_u , of the beam and the beam-web-to-column connection from:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

where

L_h = distance between plastic hinge locations, in. (mm)

$V_{gravity}$ = beam shear force resulting from $1.2D + f_1 L + 0.2S$ (where f_1 is a load factor determined by the applicable building code for live loads, but not less than 0.5), kips (N)

User Note:

The load combination of $1.2D + f_1L + 0.2S$ is in conformance with ASCE/SEI 7-16. When using the International Building Code, a factor of 0.7 must be used in lieu of the factor of 0.2 for S (snow) when the roof configuration is such that it does not shed snow off of the structure. Check design shear strength of beam according to the *AISC Specification*.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Step 14 is somewhat parallel to **Step 6** except that the beam shear force at the face of the column is established, and this shear force is then used to size and design the single shear-plate connection is **Step 15**

Step 15. Design a single-plate shear connection for the required shear strength, V_u , calculated in Step 14 and located at the face of the column, meeting the requirements of the *AISC Specification*.

Step 16. Check the continuity plate requirements according to Chapter 2.

Step 17. Check the column panel zone according to Section 7.4.

The required shear strength of the panel zone shall be determined from the summation of the moments at the column faces as determined by projecting moments equal to $R_y f_y Z_e$ at the plastic hinge points to the column faces. For d , add twice the thickness of the flange plate to the beam depth.

[AISC 358-16 7.6 COMMENTARY]

Continuity plates and panel zone shear strength are checked in **Steps 16** and **17**, respectively. These checks are comparable to those used for other prequalified connections.

As previously noted, the BFP moment connection has provided quite large inelastic rotational capacity in past research. It has done this by attaining primary yielding in the beam at the end of the flange plate away from the column and through secondary yielding as shear yielding in the column panel zone and tensile yielding in the flange plate. Bolt slip occurs but does not contribute greatly to connection ductility. This rather complex design procedure attempts to achieve these goals by balancing the resistances for different yield mechanisms and failure modes in the connection and by employing somewhat greater conservatism for brittle behaviors than for ductile behaviors

۱۳-۹ تستهای فصل سیزدهم

۱. با الزامات طراحی لرزه ای، اگر لنگر خمشی پلاستیک ستون فولادی در ناحیه بالای وصله برابر 300 kN.m و در ناحیه پایین وصله 360kN.m و ارتفاع طبقه برابر H=4 متر باشد، حداقل چه مقدار نیروی برشی برای طراحی وصله باید در نظر گرفته شود؟ ستون دارای مقطع ساخته شده از ورق می باشد. (محاسبات آبان ۹۳)

الف) 165, 345 ب) 190, 360 ج) 190, 345 د) 165, 414

$$M_{splice} = R_y M_{pc} = 1.15 \times 300 = 345 \text{ kN.m}$$

$$V_{splice} = \frac{M_{pc-top} + M_{pc-bot}}{H_s} = \frac{300 + 360}{4} = 165 \text{ kN}$$

۲. در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمشی با شکل پذیری متوسط در هر دو راستای X و Y، ناشی از بار مرده 200kN و بار زنده ۱۰۰kN نیروی زلزله طرح در امتداد X با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر ۷۰۰ و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد Y بدون در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر ۷۰۰ kN است. حداقل مقاومت محوری مورد نیاز این ستون (Pu) کدام است؟ (فولاد S235) (مهر ۹۶)

الف) ۱۲۰۰ ب) ۳۰۲۰ ج) ۲۴۰۰ د) ۱۷۰۰

بسته به محل ساخت سازه دو پاسخ متفاوت بدست میاید:

اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد باشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.41P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.41 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3112 \text{ kN}$$

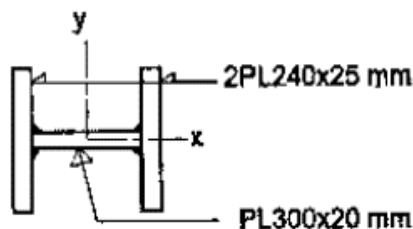
اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.2 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3070 \text{ kN}$$

۳. در طرح لرزه ای یک ساختمان فولادی با شکل پذیری متوسط، حداقل مقاومت مورد نیاز برشی وصله ستون داده شده در دو راستای قوی و ضعیف، کدام است؟ ستون از نوع ST37 است. ارتفاع طبقه ۳ متر است. (خرداد ۹۳)

الف) ۴۴۰ و ۱۳۲ ب) ۳۸۴ و ۱۲۰ ج) ۱۹۲ و ۵۸ د) ۲۲۰ و ۶۶



$$V_x = \sum \frac{M_{pcy}}{H_s} = \frac{2 \left(240 \times 25 \times 325 + \frac{20 \times 300^2}{4} \right) \times 240}{3000} = 384000N$$

$$V_y = \sum \frac{M_{pcx}}{H_s} = \frac{2 \left(2 \times \frac{25 \times 240^2}{4} + \frac{20 \times 2 \times 300}{4} \right) \times 240}{3000} = 120000N$$

۴. مهار های جانبی یک تیر با مقطع IPE300 و مربوط به یک قاب خمشی ویژه حداقل برای چه مقدار نیرو باید طراحی شود ؟ (اسفند ۹۵)

الف) ۱۱ (ب) ۲۹ (ج) ۳۱ (د) ۳۸

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y \frac{Z_b}{h_0} = 0.06 \times 1.2 \times 240 \times \frac{628000}{(300 - 10.7)} = 37.51 kN$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه ای مهار جانبی تیرها در قاب های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه ای در قاب های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کماتش جانبی، پیچشی و جانبی - پیچشی در خلال تغییر شکل های فراتر جاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن ها به تیر از تغییر مکان جانبی هر دو پال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۲ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y Z_b / h_0 \quad (10-3-6-1)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

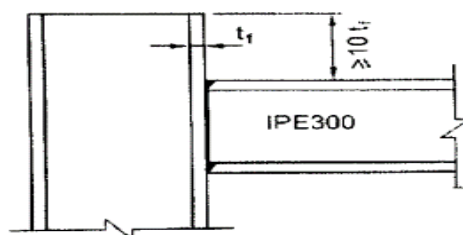
h_0 = فاصله مرکز تا مرکز بال های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه ای در سیستم های با شکل پذیری متوسط برابر $0.17 I_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم های با شکل پذیری زیاد برابر $0.186 I_y \frac{E}{F_y}$ می باشد، که در آن I_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.



۵. در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل پذیری متوسط، اگر سخت کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر در نظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت بال ستون بر حسب میلی متر کدام است؟ عرض بال تیر حدوداً ۰,۷ عرض بال ستون است. مقطع ستون IPB فرض شده، فولاد مصرفی با $F_y = 240 \text{ MPa}$ است. عرض بال تیر ۱۵۰ و ضخامت بال آن ۱۰,۷ میلی متر است. (مرداد ۹۴)

الف) ۳۰ (ب) ۲۵ (ج) ۲۰ (د) ۱۵

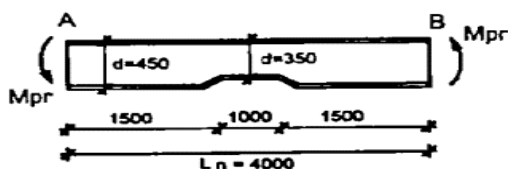


$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5 \text{ mm} \quad t_{cf} > \frac{150}{6} = 25 \text{ mm}$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۹-۲-۱۰ نیز باید کنترل شود که با توجه به اینکه نیروی کششی بال (T در شکل پایین) داده نشده است، امکان کنترل خمش موضعی بال وجود ندارد. البته می توان نیروی کششی بال را برابر $0.9A_f F_y$ در نظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۹-۲-۱۰ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

۶. شکل زیر بخش میانی یک تیر با شکل پذیری متوسط، بین مفاصل پلاستیک و را نشان می دهد. چنانچه آثار ناشی از بارهای مرده و زنده و سایر بارها، در مقایسه با بار زلزله بسیار ناچیز است و قابل اغماض است. با توجه به فرضیات زیر، مقدار M_{pr} در مفصل پلاستیک تیر، حداکثر چه مقداری میتواند باشد؟ تیر از ورق با اتصال جوش جان به بال ساخته شده مقطع آن دارای تقارن دو محوره است و خمش حول محور قوی است. d عمق کل مقطع است ضخامت جان $tw=8 \text{ mm}$ است. مقاومت برشی عضو بدون توجه به میدان کششی و با فرض $C_v=1$ محاسبه میشود. فولاد مصرفی ST37 است و واحد های شکل زیر بر حسب میلی متر است. (آبان ۹۳)

الف) ۱۴۵۰ (ب) ۷۲۵ (ج) ۹۳۰ (د) ۸۳۰



PL300x20

در طراحی لرزه ای تیر در دو انتهای خود باید بتواند برش را تحمل کند:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr}}{2000}$$

مقاومت برشی تیر در دو انتهای آن برابر است با:

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (450 \times 8) \times 1 = 466560 \text{ N}$$

برش وارد بر تیر V_{pr} باید کمتر از مقاومت برشی طراحی عضو در دو انتهای آن باشد:

$$V_{pr} < \phi V_n \rightarrow \frac{M_{pr}}{2000} < 466560 \rightarrow M_{pr} < 933 \text{ kN.m}$$

دقت شود که طبق بند تیر تنها لازم است در دو انتهای خود چنین برشی را تحمل کند و قسمت تضعیف شده میانی لزومی ندارد برای چنین برشی طراحی شود. قسمت میانی باید برای برش حاصل از ترکیب بارهای متعارف طراحی شود.

احتمالا هدف طراح این بوده است که قسمت میانی برای چنین برشی طراحی شود که در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{M_{pr}}{2000} < [\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (350 \times 8) \times 1 = 362880 \text{ N}] \rightarrow M_{pr} = 725.76 \text{ kN.m}$$

۷. در یک قاب خمشی فولادی ویژه در یک اتصال، مقطع ستون بالا و پایین یکسان است. اگر فرض شود نیروی محوری ستون در حالت مختلف بارگذاری برابر $P_{live} = 200 \text{ kN}$ و $P_{Dead} = 250 \text{ kN}$ و $P_{EQ} = 500 \text{ kN}$ باشد و ستون برای بارهای وارده جوابگو باشد، برای کنترل الزام ستون قوی تیر ضعیف کدام یک از مقاطع زیر بهینه است؟ (مهر ۹۸)

الف) IPB220 ب) IPB240 ج) IPB280 د) IPB300

$$\Sigma M_{pb} = 50 \text{ kN}, F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1 &\rightarrow \frac{2 \left[Z_c \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \right]}{50} > 1 \rightarrow Z_c \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) > 25 \text{ kN.m} \\ &\rightarrow Z_c \left(240 - \frac{1.2D + L + \Omega_0 E}{A_g} \right) > 25 \text{ kN.m} \\ &\rightarrow Z_c \left(240 - \frac{(1.2 \times 250 + 200 + 3 \times 500)}{A_g} \right) > 25 \text{ kN.m} \rightarrow Z_c \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{A_g} \right) > 25 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

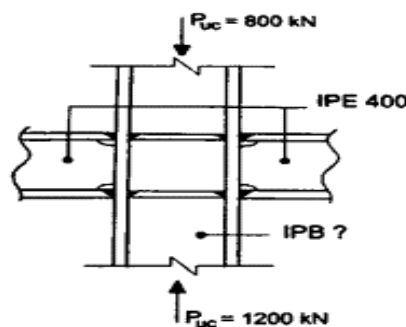
باید تک تک گزینه ها امتحان شود:

$$IPB220 \rightarrow 827000 \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{9100} \right) = 16.7 \text{ kN.m}$$

$$IPB240 \rightarrow 1053000 \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{10600} \right) = 54 \text{ kN.m} > 25 \text{ kN.m} \quad OK$$

۸. شکل زیر یکی از اتصالات قاب های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل پذیری ویژه را در تراز طبقات میانی نشان می دهد. اگر اتصال تیر ها به ستون از نوع WUF-W باشد و از اثرات برش انتهایی تیرها بر روی مقاومت مورد نیاز ستون صرف نظر شود، آنگاه فقط از منظر کنترل نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر، کدام یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع ستون انتخاب شود؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$, $F_u = 370 \text{ MPa}$) (اردیبهشت ۹۷)

الف) IPB 320 ب) IPB 400 ج) IPB 360 د) IPB 340



$$\begin{aligned} \frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1 &\rightarrow \frac{\Sigma M_{pc}}{2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)} > 1 \rightarrow \Sigma M_{pc} > 2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y) \\ &\rightarrow \Sigma M_{pc} > 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 1307000 \times 240 = 1053 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

۱۰-۳-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1/0 \quad (1-9-3-10)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمشی ستون های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با

رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_y - P_{\infty} / A_g) \quad (2-9-3-10)$$

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربنداری که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اثرات لرزه ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr} R_y M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۱۰-۱).

$$\sum M_{pc} = Z_c \left(F_y - \frac{800000}{A_g} \right) + Z_c \left(F_y - \frac{1200000}{A_g} \right) = Z_c \left(2 \times F_y - \frac{2000000}{A_g} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} IPB320 \rightarrow \sum M_{pc} = 2149000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{16100} \right) = 764 \text{ kN.m} \\ IPB340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2408000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{17100} \right) = 874 \text{ kN.m} \\ IPB360 \rightarrow \sum M_{pc} = 2683000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{18100} \right) = 991 \text{ kN.m} \\ IPB400 \rightarrow \sum M_{pc} = 3233000 \left(2 \times 240 - \frac{2000000}{19800} \right) = 1225 \text{ kN.m} > 1053 \text{ OK} \end{array} \right.$$

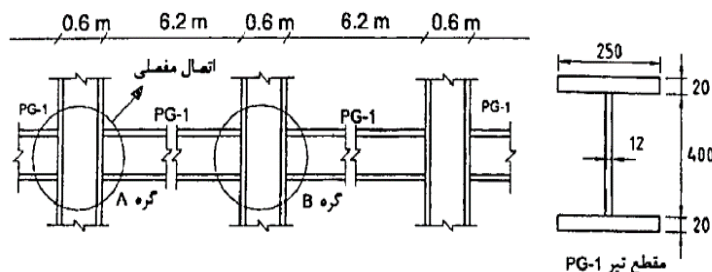
۹. شکل زیر بخشی از قاب خمشی یک ساختمان فولادی با شکل پذیری ویژه را نشان می دهد. تمام اتصالات تیر به

ستون غیر از اتصال گره A، گیردار و از نوع WUF-W می باشد. اگر از بارهای ثقلی وارد به تیر ها صرف نظر شود

، حداقل مجموع لنگر های خمشی ستون های بالا و پایین گره B ($\sum M_{pc}$) برای تامین نسبت لنگر خمشی ستون به

لنگر خمشی تیر کدام است ؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$) (اسفند ۹۵)

الف) 2240 KN.m ب) 2040 KN.m ج) 1240 KN.m د) 2140 KN.m



تیر سمت چپ:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4} \right) \times 240 = 996.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}}{L_h} = \frac{996.9}{6.2} = 160.8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 160.8 \times 0.3 = 1045 \text{ kN.m}$$

تیر سمت راست:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4} \right) \times 240 = 996.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 996.9}{6.2} = 321.6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 321.6 \times 0.3 = 1093 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_b^* = 1045 + 1093 = 2138 \text{ kN.m}$$

۱۰. در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانه آزاد شش متر مربوط به یک قاب

خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر ۶۰۰ کیلونیوتن در متر محاسبه شده است. نیروی برشی در برستون

حاصل از بارهای ثقلی ضربیدار برابر ۱۵۰ KN است. اگر اتصال صلب تیر به ستون از نوع WUF-W باشد و بارهای

ثقلی به صورت گسترده یکنواخت باشد، مقاومت برشی مورد نیاز این تیر در دو انتها کدام است؟ $F_y = 240 \text{ MPa}$

$F_u = 370 \text{ MPa}$ ، (مهر ۹۸)

الف) 322KN ب) 350KN ج) 420KN د) 472KN

$$\left. \begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow V_{pr} = \frac{2 \times 966}{6} + 150 = 472 \text{ kN} \rightarrow V_u = V_{pr} + q_u S_h = 472 + 0 = 472 \text{ kN}$$

۱۰-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_h = 0$).

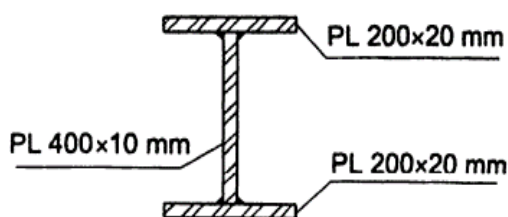
(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

۱۱. با صرف نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

تیر ورق فولادی ساخته شده از ورق با مشخصات $F_u = 36 \text{ MPa}$ و $F_y = 235 \text{ MPa}$ و با مقطع نشان داده شده در

شکل زیر و طول دهانه آزاد ۶ متر در قاب خمشی متوسط چند KN.m است؟ مهر ۹۸

الف) 489 ب) 562 ج) 684 د) 787



$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.4 \times 1.15 \times \left(\left(200 \times 20 \times 420 + \frac{10 \times 400^2}{4} \right) \times 235 \right) = 787 \text{ kN.m}$$

با توجه به اینکه S_h صفر می باشد، نیازی به محاسبه V_{pr} نیست و مستقیماً می توان M_u را محاسبه کرد:

$$\left. \begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow M_U = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} = 787 \text{ kN.m}$$

۱۰-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

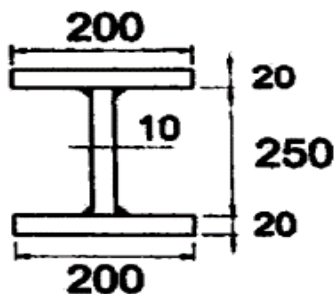
(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_h = 0$).

(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

۱۲. فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیر ها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به کاربردن

کدام یک از اتصالات گیردار زیر مجاز نیست ؟ (طول خالص تیر برابر ۵ متر است) (بهمن ۹۷)

الف) RBS ب) BUEEP ج) WUF-W د) BFP



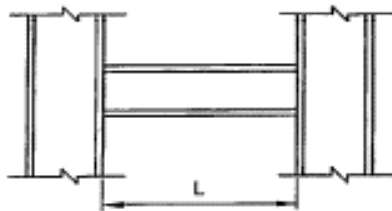
با توجه به محدودیتهای اتصال BUEEP در جدول زیر، حداقل ارتفاع تیرورق باید 340 mm باشد

جدول ۱۰-۳-۲ محدودیتهای ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

BSEEP				BUEEP		
هشت پیچی		چهار پیچی				
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	پارامتر
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	t_{bf}
۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	b_{bf}
۱۰۰۰	۴۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	d
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	t_p
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	b_p
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	g
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	p_{fi}, p_{fo}
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	p_b

۱۳. تیر شکل زیر مربوط یک قاب خمشی فولادی ویژه بوده و اتصال آن از نوع است. مقاومت برشی مورد نیاز این تیر کدام است؟ (اسفند ۹۵)

الف) 2 MP/L ب) 2.3 MP/L ج) 1.15 MP/L د) 3.22 MP/L



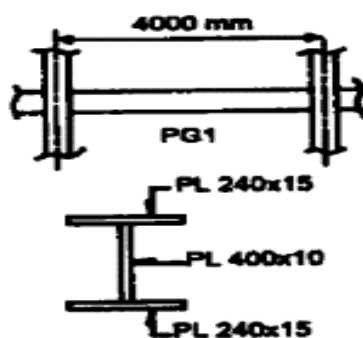
$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} = \frac{2(C_{pr}R_yM_p)}{L} = \frac{2(1.4 \times 1.15M_p)}{L} = 3.22 \frac{M_p}{L}$$

۱۰-۳-۱۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_x) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_x=0$).

(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

۱۴. یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژه ی چند طبقه که دارای دهانه هایی به طول ۴ متر است، از تیر ورق PGI با مقطع نشان داده شده استفاده کرده است. اگر ابعاد بیرونی ستونهای قوطی این سازه ۴۵۰ * ۴۵۰ میلیمتر باشد، برای اتصال از پیش تایید شده تیر به ستون، کدام را پیشنهاد می دهید؟ (آبان ۹۳)



(۱) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۲) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

(۳) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق زیر سری و رو سری (WFP)

(۴) اتصال گیردار پیچی به کمک ورق روسری و زیر سری (BFP)

گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: در این نوع اتصال d تیر باید بین 440 mm تا 1000 mm باشد. d تیر مربوط به سوال برابر 430 mm می باشد و نمی توان از این نوع اتصال استفاده کرد.

گزینه ۳: استفاده از اتصال WFP در قابهای با شکل پذیری ویژه غیر مجاز است.

گزینه ۴: نسبت طول دهانه آزاد تیر به عمق تیر $= \frac{4000-450}{430} = 8.25$ می باشد که کمتر از مقدار مجاز آن برای اتصال BFP می باشد.

جدول ۱-۱۳-۲-۱۰ محدودیت های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

BSEEP				BUEEP			
هشت پیچی		چهار پیچی		حد اکثر		حد اکثر	
حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)	حد اکثر (mm)
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰
۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰
۱۰۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۲۴۰	۱۴۰۰	۲۴۰	۱۴۰۰	۲۴۰
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	۶۰	۱۲
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	۱۲۰	۳۵
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	-	-

جدول ۱-۱۳-۲-۱۰ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

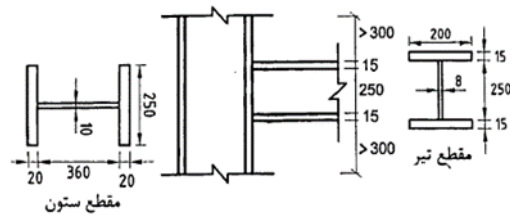
ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب های خمشی متوسط و ویژه	(۲-۱۳-۲-۱۰)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب های خمشی متوسط و ویژه	(۳-۱۳-۲-۱۰)
۳	اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب های خمشی متوسط و ویژه	(۳-۱۳-۲-۱۰)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق های روسری و زیر سری	BFP	قاب های خمشی متوسط و ویژه	(۴-۱۳-۲-۱۰)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق های روسری و زیر سری	WFP	قاب های خمشی متوسط	(۵-۱۳-۲-۱۰)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W	قاب های خمشی متوسط و ویژه	(۶-۱۳-۲-۱۰)

۱۵. در قاب خمشی فولادی با اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته ، اگر عرض ناحیه کاهش یافته تیر ۳۰ درصد پهنای بال آن باشد ($C=1.5 \text{ bf}$) و تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کاهش مقطع تیر ۵۰ میلیمتر باشد ، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ اثر کاهش عرض مقطع تیر کدام است ؟ (آبان ۹۳)

الف) 57 (ب) 44 (ج) 50 (د) 53

۱۶. در اتصال گیردار تقویت نشده جوشی زیر ، مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری وارد از بال تیر کدام است ؟ (اسفند ۹۵) (تیر $F_y = 355$ و ستون $F_y = 235$)

الف) ۶۰۵ (ب) ۸۰۷ (ج) ۵۱۰ (د) ۱۰۶



$$\phi R_n = 0.75 \times 0.8 \times 10^2 \left[1 + 3 \left(\frac{20}{400} \right) \left(\frac{10}{20} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 235 \times 20}{10}} = 612 \text{ kN}$$

۱۳-۱۰ مسائل فصل سیزدهم

توجه: در مسائل برای بارهای ثقیلی، ۷۰ درصد بار وارده را بار مرده و ۳۰ درصد آنرا بار زنده در نظر بگیرید و در طراحی ها نیروی عضو را بحرانی ترین حالت بارگذاری از میان حالت های ذکر شده در بخش ۱-۸-۱ (ترکیب بار بحرانی) در نظر بگیرید.

تمرین ۱۳-۱

در یک سازه اتصال بین تیر IPE55 و ستون 2IPE27 چسبیده را به صورت اتصال صلب در قاب با شکل پذیری معمولی در صورتی که نیروی برشی تکیه گاه و لنگر آن مطابق داده های زیر باشد، طرح نمایید. نیروی برشی ضریب دار V_u و لنگر خمشی ضریب دار M_u است.

$$V_u = 14 \text{ ton}, \quad M_u = (-\kappa) \text{ ton.m}$$

تمرین ۱۳-۲

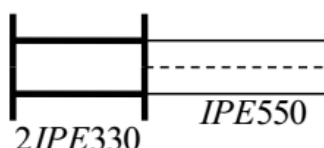
مطلوبست طرح اتصال صلب بین تیر IPE45 به ستون 2IPE30 به هم چسبیده در یک قاب با شکل پذیری معمولی. نیروی برشی ضریب دار V_u و لنگر خمشی ضریب دار M_u است.

$$V_u = (0.3\kappa) \text{ ton}, \quad M_u = (-15.0) \text{ ton.m}$$

تمرین ۱۳-۳

در قاب خمشی ویژه داده های زیر بدست آمده است. مطلوبست طراحی اتصال بین تیر IPE55 و ستون 2IPE33. نیروی برشی ضریب دار V_u و لنگر خمشی ضریب دار M_u است.

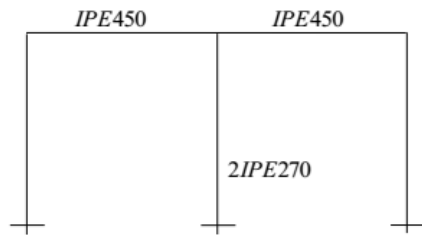
$$V_u = (0.2\kappa) \text{ ton}, \quad M_u = (-0.3\kappa) \text{ ton.m}$$



تمرین ۱۳-۴

اتصالاتی را با داده های زیر برای قاب خمشی ویژه طرح نمایید. هر کدام از مقادیر داده شده لنگر، مقادیر اتصالات به ستون 2IPE27 در همان جهت است. شدت بار زنده وارد بر تیرها q_L و شدت بار مرده q_D است. طول دهانه تیرها 5.5m و فاصله مفصل پلاستیک از بر ستون 50cm است.

$$q_D = (0.1\kappa) \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad q_L = (0.05\kappa) \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



تمرین ۵-۱۳

بخشی از یک قاب خمشی معمولی در شکل زیر نشان داده شده است. با توجه به مقاطع و مقادیر لنگر نشان داده شده بر روی آن، اتصالات A و B و C را طراحی کنید. طول دهانه تیرها 6m و نیروی برشی آن V_u فرض می‌گردد.

$$V_u = (0.3\kappa) \text{ ton}$$

