

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده: مهندسی عمران و معماری
گروه: عمران

عنوان پایان نامه ارشد:

تعیین ابعاد بهینه اتصال RBS جهت بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

دانشجو:

هادی عین آبادی

استاد راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات جاری

استاد مشاور:

دکتر علی کیهانی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

ماه و سال انتشار:

بهمن ماه - ۱۳۹۱

تقدیم بابوسه بردستان پدرم:

به او که نمی دانم از بزرگی اش بگویم یا مردانگی سخاوت، سکوت، مهربانی و...

پدرم راه تمام زندگیست
پدرم دین خوشی، همیشگیست

تقدیم به مادر عزیزتر از جانم:

مادرم هستی من ز هستی توست تا هستم و هستی دارم دوست

نگلسار جاودانی مادر است
چشم سار مهربانی مادر است

سپاس

از زحمات و الطاف استاد بزرگوار آقای دکتر کلات جاری که در زمان انجام این تحقیق دلسوزانه و بردبارانه مرایاری و پشتیبانی فرمودند و نیز آقایان پروفور غلامرضا قدرتی امیری استاد اسکنده مهندسی عمران دانشگاه علم و صنعت، دکتر محمد رضا تابش پور استاد یار اسکنده مهندسی مکانیک دانشگاه صنعتی شریف و دکتر علی کیهانی که از مشاوره با ایشان بهره مند بودم.

همچنین از آقای مهندس مجید عین آبادی صمیمانه قدر دانی می نمایم.

چکیده

پس از زلزله نورث ریج ۱۹۹۴ تعداد زیادی از اتصالات متداول تیر به ستون دچار شکست ترد شدند. اتصال کاهش یافته به منظور بهبود عملکرد این گونه اتصالات، پیشنهاد گردید. در اتصالات RBS با کاهش موضعی مقطع تیر در مجاورت ستون از تمرکز تنش در محل اتصال جلوگیری می‌گردد و محل ایجاد مفصل پلاستیک از اتصال به مقطعی از تیر در نزدیکی بر ستون منتقل می‌شود. نوع خاصی از اتصال RBS معروف به اتصال استخوانی (Dogbone) که در آن بال‌های تیر به صورت قوسی از دایره برش یافته است، عملکرد بسیار خوبی در مقابله با بارهای لرزه‌ای از خود نشان داده است. در تحقیق حاضر ابعاد مختلف برش در این اتصال مورد بررسی قرار گرفت و با توجه به معیارهای در نظر گرفته شده که عبارتند از: میزان استهلاک انرژی نمونه‌ها، دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال و سختی بیشتر نمودار بار- تغییر مکان بهترین هندسه برش به عنوان هندسه بهینه اتصال انتخاب گردید. شیوه کار به این شکل بود که ابتدا بیست نمونه با پارامترهای برش مختلف را به شیوه‌ای منطقی با توجه به معیارهای در نظر گرفته شده ارزیابی کرده و نمونه دارای بهترین عملکرد را انتخاب کردیم. سپس مقادیر پارامترها را در اطراف نمونه دارای بهترین عملکرد ریزتر کرده تا بهترین نمونه بر اساس معیارهای سه گانه بدست آید.

کلید واژه: اتصال کاهش یافته، اتصال استخوانی، هندسه بهینه، بارگذاری چرخه‌ای، روش اجزای محدود

فصل اول: مقدمه

۱-۱- مقدمه ۲

فصل دوم: اتصالات گیردار قبل از زلزله نورث ریج و بررسی معایب آن

۱-۱-۲ مقدمه ۱۳

۲-۲- آسیب دیدگی ساختمان‌های خمشی فولادی جوشی در دیگر زلزله‌ها ۱۵

۳-۲- طبقه‌بندی آسیب‌های اتصالات گیردار در زلزله نورث‌ریج ۱۶

۱-۳-۲ آسیب تیر ۱۶

۲-۳-۲ آسیب بال ستون ۱۷

۳-۳-۲ آسیب‌ها، نواقص و ناپیوستگی‌های جوش ۱۸

۴-۳-۲ آسیب‌های ورق اتصال جان ۱۸

۵-۳-۲ آسیب چشمه اتصال ۱۹

۶-۳-۲ دیگر آسیب‌ها ۱۹

۴-۲ عوامل موثر در آسیب اتصالات زلزله نورث‌ریج ۲۰

۱-۴-۲ اثرات مخرب باقی ماندن تسمه پشتبند بعد از جوشکاری شیاری ۲۰

۲-۴-۲ تمرکز تنش در ناحیه مجاور جوش اتصال ۲۱

۳-۴-۲ ایجاد تنش‌های کششی سه محوره در اتصال ۲۱

۴-۴-۲ عدم توجه کافی به ظرفیت خمشی جان تیر ۲۲

۵-۴-۲ رعایت نکردن رابطه تیر ضعیف- ستون قوی ۲۳

۶-۴-۲ ضعیف بودن چشمه اتصال ستون ۲۴

فصل سوم: اتصالات صلب خمشی بعد از زلزله نورث ریج و بررسی رفتار آنها

۱-۳- مقدمه ۲۶

۲-۳- انواع اتصالات ۲۶

۱-۲-۳ اتصالات ساده ۲۶

۲-۲-۳ اتصالات نیمه صلب ۲۷

۳-۲-۳ اتصالات صلب ۲۷

۳-۳- رفتار اتصالات ۲۸

۴-۳- اصلاح رفتار اتصالات صلب خمشی ۳۱

۱-۴-۳ سخت کردن اتصالات ۳۱

۳۳.....	۲-۴-۳- نرم کردن اتصالات.....
۳۴.....	۵-۳- انواع اتصالات صلب توصیه شده در آئین نامه FEMA 350.....
۳۴.....	۱-۵-۳- اتصال صلب WUF-W.....
۳۵.....	۲-۵-۳- اتصال صلب WUF-B.....
۳۶.....	۳-۵-۳- اتصال صلب FF.....
۳۷.....	۴-۵-۳- اتصال WFP.....
۳۸.....	۵-۵-۳- اتصال صلب RBS.....

فصل چهارم: بررسی رفتار لرزه‌ای و روابط طراحی اتصالات RBS

۴۰.....	۱-۴- مقدمه و تاریخچه.....
۴۴.....	۲-۴- روش طراحی قاب‌های فولادی با اتصالات صلب RBS.....
۴۴.....	۱-۲-۴- طراحی قاب ها.....
۴۴.....	۲-۲-۴- طراحی تیر.....
۴۴.....	۱-۲-۲-۴- محدودیت تیرها بر اساس مقررات AISC.....
۴۵.....	۲-۲-۲-۴- معیارهای لاغری تیرها.....
۴۵.....	۳-۲-۲-۴- مهار جانبی تیرها.....
۴۵.....	۳-۲-۴- طراحی ستون ها.....
۴۵.....	۱-۳-۲-۴- محدودیت ستون‌ها بر اساس مقررات AISC.....
۴۶.....	۲-۳-۲-۴- معیارهای لاغری ستون ها.....
۴۶.....	۴-۲-۴- طراحی اتصالات.....
۴۶.....	۱-۴-۲-۴- طراحی ناحیه بریده شده تیر (ناحیه RBS).....
۴۹.....	۲-۴-۲-۴- تعیین مقاومت برشی مورد نیاز.....
۵۰.....	۳-۴-۲-۴- مقاومت ناحیه چشمه اتصال.....
۵۲.....	۵-۲-۴- طراحی ورق‌های پیوستگی.....
۵۴.....	۶-۲-۴- کنترل معیار ستون قوی- تیر ضعیف.....

فصل پنجم: نحوه مدلسازی اتصالات RBS در نرم افزار ABAQUS

۵۶.....	۱-۵- مقدمه
۵۷.....	۲-۵- معرفی چشمه اتصال
۵۸.....	۳-۵- طراحی نمونه‌ها
۶۰.....	۴-۵- مدل‌سازی و تحلیل اجزاء محدود
۶۱.....	۵-۵- مشخصات بارگذاری روی نمونه‌ها
۶۲.....	۶-۵- مراحل انجام مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS
۶۲.....	۱-۶-۵- مرحله اول: ماژول Part
۶۳.....	۲-۶-۵- مرحله دوم: ماژول Property
۶۴.....	۳-۶-۵- مرحله سوم: ماژول Assembly
۶۵.....	۴-۶-۵- مرحله چهارم: ماژول Step
۶۶.....	۵-۶-۵- مرحله پنجم: ماژول Load
۶۶.....	۶-۶-۵- مرحله ششم: ماژول Mesh
۶۷.....	۷-۶-۵- مرحله هفتم: ماژول Job
۶۸.....	۸-۶-۵- مرحله هشتم: ماژول Visualization

فصل ششم: ارائه مثالهای عددی و ارزیابی نتایج آنها

۷۰.....	۱-۶- مقدمه
۷۰.....	۲-۶- ارزش‌گذاری معیارهای انتخاب اتصال بهینه
۷۲.....	۳-۶- تصدیق مدل و فرآیند بارگذاری
۷۳.....	۴-۶- نحوه انتخاب پارامترهای برش و ارائه نتایج حاصل از نمونه‌ها
۷۵.....	۵-۶- ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها
۷۹.....	۶-۶- ریزتر کردن گامهای افزایشی حول نمونه دارای بهترین عملکرد
۸۲.....	۷-۶- ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها با نیمرخ تیر IPE 300
۸۴.....	۸-۶- ارزیابی عملکرد نمونه‌ها با استفاده از مدل‌های قاب دو طبقه

فصل هفتم: نتایج و پیشنهادها

۸۷.....	۱-۷- مقدمه
۸۷.....	۲-۷- نتایج
۹۱.....	۳-۷- پیشنهادها
۹۱.....	مراجع

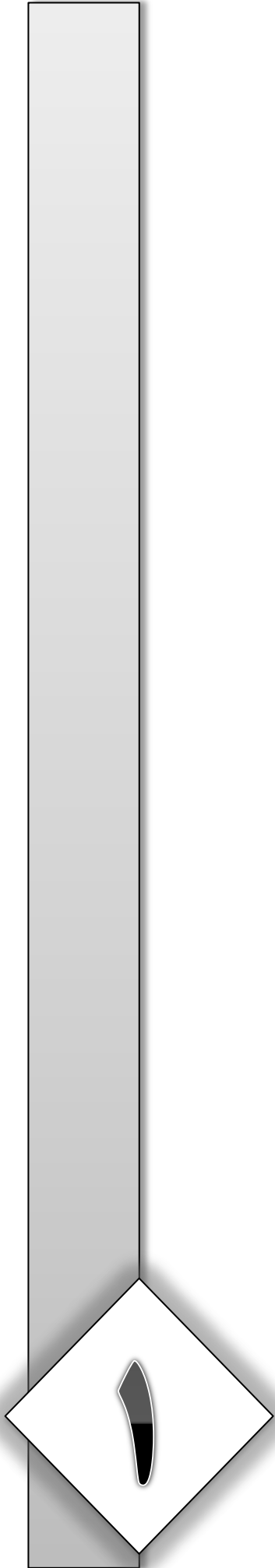
فهرست جداول

جدول ۱-۳	طبقه‌بندی اتصالات	۲۶
جدول ۲-۳	اتصالات کاملاً صلب جوشی آئین نامه FEMA 350	۳۴
جدول ۱-۵	نحوه اعمال تغییر مکان انتهای تیر	۶۱
جدول ۱-۶	نتایج تحلیل ۲۰ نمونه اول	۷۴
جدول ۱-۶	(تکراری)	۷۷
جدول ۲-۶	مقایسه عملکرد نمونه‌ها	۷۸
جدول ۳-۶	مقایسه عملکرد نمونه‌ها در اطراف نمونه شماره ۱۹	۸۰
جدول ۴-۶	مقایسه نمونه شماره ۲۴ با نمونه‌های اطراف آن و نمونه با اتصال ساده (بدون برش)	۸۰
جدول ۵-۶	مقایسه عملکرد نمونه شماره ۲۴ و نمونه دارای پارامترهای بهینه با برش گوه‌ای شکل در جان	۸۱
جدول ۶-۶	نتایج تحلیل نمونه‌های اتصال با نیمرخ تیر IPE 300	۸۲
جدول ۷-۶	مقایسه عملکرد نمونه‌های با نیمرخ تیر IPE 300	۸۳
جدول ۸-۶	نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌های با مدل قاب دو طبقه	۸۴
جدول ۹-۶	مقایسه نتایج بدست آمده از مدل‌های قاب دو طبقه	۸۵

فهرست شکلها

- شکل ۱-۱- ناحیه شکست اولیه در اتصال تیر به ستون..... ۴
- شکل ۲-۱- شکست در محل اتصال تیر به ستون ۴
- شکل ۳-۱- ناحیه شکست در ستون ها ۵
- شکل ۴-۱- ناحیه شکست عمودی در امتداد قائم اتصال ورق برشی ۵
- شکل ۱-۲- اتصال گیردار قبل از زلزله نورتریج ۱۴
- شکل ۲-۲- انواع آسیب‌های تیر ۱۶
- شکل ۳-۲- انواع آسیب‌های ستون ۱۷
- شکل ۵-۲- آسیب‌های ورق اتصال جان ۱۸
- شکل ۶-۲- انواع آسیب‌های ورق برشی ۱۹
- شکل ۷-۲- سطح ناپیوسته تسمه پشت بند که یک ترک لبه‌ای مصنوعی را تشکیل می‌دهد ۲۰
- شکل ۱-۳- منحنی لنگر-دوران اتصالات ساده، نیمه صلب و صلب ۲۸
- شکل ۲-۳- روش‌های افزایش سختی اتصال خمشی ۳۲
- شکل ۳-۳- منحنی هیستریک نمونه برای اتصالات تقویت شده با ورق پوششی ۳۲
- شکل ۴-۳- روش‌های افزایش نرمی اتصال خمشی ۳۳
- شکل ۵-۳- اتصال صلب WUF-W ۳۵
- شکل ۶-۳- اتصال صلب WUF-B ۳۵
- شکل ۷-۳- اتصال صلب FF ۳۶
- شکل ۸-۳- اتصال صلب WFP ۳۷
- شکل ۹-۳- اتصال صلب RBS ۳۸
- شکل ۱-۴- منحنی هیستریک نمونه برای اتصالات RBS ۴۱
- شکل ۲-۴- نمونه‌های کماتش یافته در آزمایش Engelhardt ۴۱
- شکل ۳-۴- پارامترهای موجود در اتصال RBS ۴۷
- شکل ۴-۴- الف- تیر با اتصال RBS تحت بار ثقیلی ۴۸
- شکل ۴-۴- ب- دیاگرام آزاد تیر بین دو ناحیه برش خورده جهت محاسبه برش در ناحیه RBS ۴۸
- شکل ۵-۴- دیاگرام آزاد جهت محاسبه بیشینه لنگر محتمل در بر ستون ۴۹
- شکل ۱-۵- تغییر شکل اتصال در برابر نیروهای وارده ۵۷
- شکل ۲-۵- اتصال استخوانی و پارامترهای برش آن ۵۸
- شکل ۳-۵- مشخصات نمونه‌های مورد مطالعه ۵۹
- شکل ۴-۵- نحوه مش‌بندی نمونه‌های مورد مطالعه ۶۰
- شکل ۵-۵- نمودار بارگذاری چرخه‌ای ۶۲
- شکل ۶-۵- استفاده از دستور part جهت تعریف اجزای مدل ۶۲

- شکل ۵-۷- نحوه تعریف خصوصیات مصالح مورد استفاده ۶۳
- شکل ۵-۸- نحوه تعریف ضخامت‌های اعضای مدل ۶۳
- شکل ۵-۹- اختصاص مقاطع تعریف شده به قسمت‌های مختلف اعضا ۶۴
- شکل ۵-۱۰- نحوه اسمبل کردن اعضای مختلف مدل ۶۴
- شکل ۵-۱۱- تعریف مراحل تحلیل و مشخصات آن ۶۵
- شکل ۵-۱۲- تعیین خروجی‌های لازم برای Set‌های تعریف شده ۶۵
- شکل ۵-۱۳- نحوه اعمال بارگذاری و اختصاص تکیه‌گاه به نمونه‌ها ۶۶
- شکل ۵-۱۴- نمونه مش‌بندی شده ۶۷
- شکل ۵-۱۵- نحوه تعریف Job و تحلیل نمونه‌ها ۶۷
- شکل ۶-۱- گراف تنش von mises سه بعدی در تغییر مکان ۱۵ سانتیمتر انتهای تیر ۷۱
- شکل ۶-۲- نمودار بار- تغییر مکان انتهای تیر به دست آمده از ۷۲
- شکل ۶-۳- مقایسه استهلاک انرژی نمونه‌ها ۷۸
- شکل ۶-۴- میزان دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال (λ) ۷۹
- شکل ۶-۵- مقایسه میزان سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان ۷۹
- شکل ۶-۶- مشخصات رفتاری نمونه دارای پارامترهای بهینه (نمونه شماره ۲۴) ۸۲
- شکل ۶-۷- مشخصات رفتاری نمونه دارای پارامترهای بهینه (با نیمرخ تیر IPE 300) ۸۳
- شکل ۶-۸- نمونه قاب دو طبقه استفاده شده در تحلیل‌ها ۸۵



مقدمه

۱-۱- مقدمه

به دنبال زلزله ۱۷ ژانویه ۱۹۹۴ در منطقه نورثریج^۱ واقع در ایالت کالیفرنیا آمریکا به دلیل تحولاتی که در روند طراحی و ساخت اتصالات گیردار جوشی در سازه‌های فولادی ایجاد کرد نقطه عطفی در تاریخ اتصالات سازه‌های فولادی محسوب می‌شود. تعدادی از ساختمان‌های فولادی جوشی با قاب‌های خمشی^۲ در ناحیه اتصال تیر به ستون دچار شکست شدند. ساختمان‌های آسیب دیده طیف وسیعی از ساختمان‌ها را از لحاظ ارتفاع و عمر شامل می‌شدند. ساختمان‌های با ارتفاع یک تا ۲۶ طبقه و سازه‌هایی که درست در زمان زلزله برپا شده بودند تا ساختمان‌هایی با عمر بیش از ۳۰ سال آسیب دیدند. علاوه بر این سازه‌های آسیب دیده در منطقه جغرافیایی وسیعی پراکنده شده بودند. این آسیب دیدگی‌ها حتی در مناطقی که تکانهای متوسط زلزله را تجربه کرده بودند مشاهده می‌شد [1].

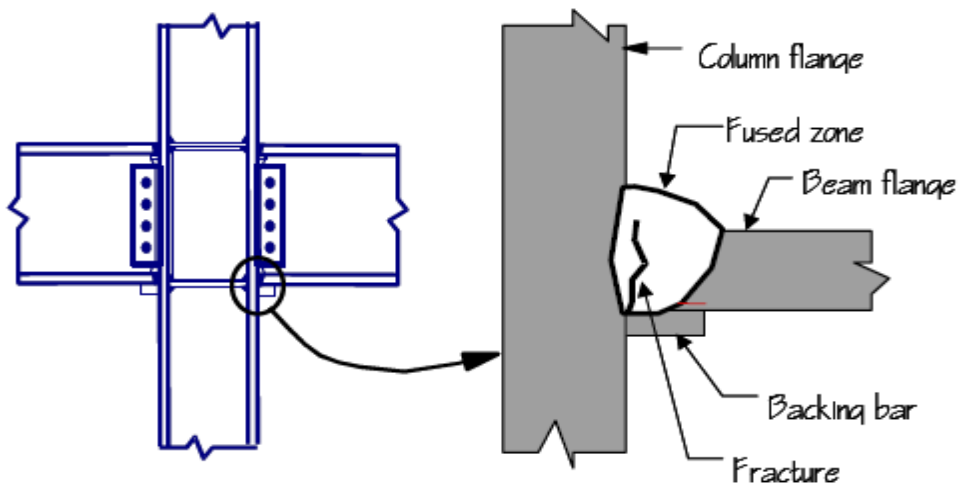
کشف آسیب در ساختمان‌ها هشدار دهنده بود. کشف این آسیب‌ها این اندیشه را تقویت کرد که در زلزله‌های قبلی هم آسیب‌هایی به وجود آمده است که پنهان مانده اند. تحقیقات بعدی به درستی تایید کرد که چنین آسیب‌هایی در زلزله ۱۹۹۲ لندرزبیگ بیر^۳ و زلزله ۱۹۸۹ لوماپرتیا^۴ اتفاق افتاده است [2]. سازه‌های فولادی جوشی با قاب‌های خمشی به طور معمول در ایالات متحده و جهان مخصوصاً برای ساخت سازه‌های متوسط تا بلند مورد استفاده قرار می‌گیرند، قبل از زلزله نورثریج چنین تصور می‌شد که این نوع ساختمان‌ها بسیار شکل پذیرند و از آسیب‌هایی که ظرفیت سازه را

1. Northridge
2. Welded Steel Moment Frame (WSMF)
3. Landers big bear
4. Loma prieta

کاهش می‌دهد مصون اند چرا که آسیب‌های بسیار جدی به این نوع سازه‌ها در زلزله‌های گذشته به‌ندرت گزارش شده بود و حتی هیچ‌گونه گزارشی از فروریختن چنین سازه‌هایی وجود نداشت. کشف شکست ترد در تعدادی از ساختمان‌ها تحت اثر زلزله نورث‌ریج نیاز آزمایش مجدد این نوع اتصال را مسجل ساخت. به هر حال ساختمان‌ها آن طوری که انتظار می‌رفت رفتار نکردند و به دلیل آسیب‌های اتصالات ضررهای اقتصادی قابل ملاحظه‌ای به وجود آمد. این ضررها را میتوان به دو قسمت هزینه‌های مستقیم، شامل تحقیقات و تعمیرات این‌گونه اتصالات و همچنین هزینه‌های غیر مستقیم مربوط به عدم استفاده موقت ویا در بعضی موارد طولانی مدت از فضای داخل این ساختمان‌ها تقسیم‌بندی کرد.

ساختمان‌های فولادی جوشی با قاب‌های مقاوم خمشی برای مقابله با تکان‌های زمین لرزه بر این اساس طراحی می‌شوند که بدون از دست دادن مقاومت قابلیت تسلیم و تغییر شکل خمیری را دارا باشند. تغییر شکل خمیری مورد نظر، دوران‌های پلاستیک درون تیرها در محل اتصالاتشان به ستون‌ها را شامل میشود که از نظر تئوری انرژی داده شده به ساختمان را جذب می‌کند. بدین ترتیب انتظار می‌رود آسیب‌هایی مثل تسلیم و کمانش موضعی در المان‌های فولادی اتفاق بیفتد نه اینکه اتصال دچار شکست ترد شود. بر اساس این رفتار مورد انتظار، آئین نامه‌های ساختمانی اجازه می‌دادند که سازه‌های فولادی جوشی با قاب‌های خمشی برای قسمتی از مقاومت لازم برای پاسخ به تکان‌های زمین لرزه حد طراحی در محدوده پلاستیک طرح شوند [1,2].

مشاهده آسیب‌های به وجود آمده در زلزله نورث‌ریج مشخص می‌سازد که در بسیاری از موارد شکست‌های ترد اتصالات در محدوده‌های پایین خمیری بوده اند و در بعضی موارد در حالی اتفاق افتاده اند که ساختمان هنوز در حد الاستیک بوده است، در اکثر موارد و نه در همه آنها شکست از درون و یا نزدیکی جوش نفوذی کامل بین بال پایین تیر و بال ستون شروع شده است (شکل ۱-۱) [2].



شکل ۱-۱- ناحیه شکست اولیه در اتصال تیر به ستون

این شکست‌ها پس از شروع بسته به شرایط گره در مسیرهای مختلفی پیشرفت می‌کنند. در بعضی موارد شکست‌ها کاملاً در ضخامت جوش پیشرفت کرده است و اگر عایق‌های حرارتی برداشته شوند شکست‌ها روی سطح جوش کاملاً قابل مشاهده می‌باشند (شکل ۱-۲- الف) و همچنین در بعضی از موارد دیگر ترک به بال ستون منتقل شده و سبب نوعی قلوه کن شدن ستون می‌گردد (شکل ۱-۲- ب).

در این موارد قسمتی از بال ستون به بال تیر متصل باقی می‌ماند ولی از دیگر قسمت‌های ستون جدا می‌شود. به این شکست معمولاً زوال لولایی^۱ گفته می‌شود [3].



(الف) شکست روی سطح جوش

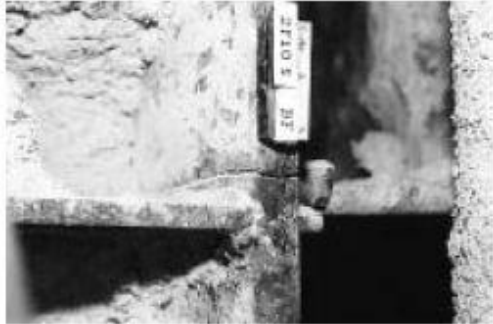


(ب) قلوه کن شدن

شکل ۱-۲- شکست در محل اتصال تیر به ستون

1. Divot Or Nugget Failure

در این نوع اتصالات تعدادی از شکست‌ها کاملاً به درون بال ستون نفوذ کرده و در طول یک سطح تقریباً افقی به موازات بال پایینی تیر گسترش یافته‌اند (شکل ۱-۳-الف)، در بعضی از موارد این شکست به جان ستون پیشرفت کرده و به چشمه اتصال رسیده است (شکل ۱-۳-ب).



(الف) پارگی در بال ستون



(ب) پارگی در جان ستون

شکل ۱-۳- ناحیه شکست در ستون‌ها

بررسی‌ها حاکی از این است که تعدادی از شکست‌ها در کل ستون صورت گرفته است. با وقوع چنین شکست‌هایی صلبیت خمشی و مقاومت در برابر بارها کاهش پیدا کرده و دهانه ترک‌ها بازتر می‌شوند بنابراین به ناچار صلبیت و مقاومت خمشی باید از طریق بال فوقانی تیر و پیچ‌های اتصال دهنده جان تأمین گردد. ولی در حین جبران کمبود مقاومت توسط این اجزا ممکن است ورق اتصال جان به ستون خود دچار شکست شود. این شکست‌ها ممکن است در جوش اتصال دهنده ورق انتهایی به ستون، در جوش‌های اضافی ورق انتهایی به تیر، یا در پیچ‌های اتصال دهنده اتفاق بیفتد (شکل ۱-۴).



شکل ۱-۴- ناحیه شکست عمودی در امتداد قائم اتصال ورق برشی

در مقابل آسیب‌های موضعی نمایانی که در نتیجه این شکست‌ها به وجود آمد بسیاری از ساختمان‌های آسیب دیده نشانه‌هایی مثل جابجایی‌های جانبی دائمی، یا آسیب اجزای معماری را از خود نشان ندادند و همین امر سبب مشکل شدن ارزیابی‌ها گردید. قبل از اینکه خبر کشف شکست اتصالات در چنین ساختمان‌هایی در جامعه مهندسين پخش شود، آنها به طور معمول پس از زلزله ارزیابی‌هایی را انجام می‌دادند و مشخص می‌ساختند که ساختمان‌ها آسیب دیده اند یا خیر. به جز ساختمان‌هایی که نشانه‌هایی از قبیل جابجایی دائم بین طبقات از خود بروز داده اند برای تعیین اینکه آیا ساختمان دچار آسیب دیدگی شده است یا نه باید جزئیات معماری و عایق‌های حرارتی برداشته شود تا یک بازرسی دقیق انجام گیرد، بدیهی است حتی اگر خسارتی مشاهده نشود این فرایند پرهزینه خواهد بود، در حالی که تعمیر اتصالات آسیب دیده به مراتب پرهزینه تر می‌باشد. بعضی از ساختمان‌ها آنقدر دچار آسیب دیدگی شدند که تخریب آنها عملی‌تر از تعمیر آنها بود [1-3].

آژانس مدیریت فوریت‌های فدرال¹ یا به عبارتی سازمان حوادث غیر مترقبه آمریکا، در ارتباط با آسیب‌های بوجود آمده با گروهی تحت عنوان SAC² [4] وارد توافقاتی شد، تا این گروه عملکرد اتصالات فولادی جوشی گیردار را تحت مطالعه قرار دهد و توصیه‌های عملی را ارائه نماید. این توصیه‌ها بایستی پیرامون چگونگی بازرسی ساختمان‌های تحت اثر زلزله صورت می‌گرفت، تا اینکه مشخص شود آیا ساختمان‌ها خسارت‌های قابل ملاحظه‌ای را متحمل شده اند؟ چگونه باید تعمیر شوند؟ ساختمان‌های جدید که آسیب ندیده اند چگونه باید ارتقاء یابند؟ همچنین ساختمان‌های جدید چگونه باید طراحی و احداث شوند تا عملکرد لرزه‌ای قابل اطمینانی داشته باشند؟

در طول نیمه اول سال ۱۹۹۵ برنامه مطالعاتی گسترده‌ای برای بررسی عمیق مدارک مرتبط صورت گرفت، این طرح مطالعاتی شامل مطالعه متون گذشته، جمع آوری اطلاعات از سازه‌های تحت تاثیر زلزله، ارزیابی آماری اطلاعات گردآوری شده، مطالعات تحلیلی ساختمان‌های آسیب دیده و آسیب ندیده و آزمایش نمونه‌های واقعی آزمایشگاهی مجموعه تیر و ستون می‌شد.

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA)
2. Seismic Analysis Code

در این آزمایشات انواع اتصالات مورد استفاده قبل از وقوع زلزله نورث ریج و جزئیات تعمیر، تقویت و ارتقا آنها مورد ارزیابی و آزمایش قرار گرفت. یافته‌های این عملیات [5] زیربنایی برای تدوین دستورالعمل‌های راهنمای موقتی تحت عنوان FEMA 267 (ارزیابی تعمیر یا اصلاح و طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی جوشی) گردید [6]. این نشریه در آگوست ۱۹۹۵ انتشار یافت.

آژانس مدیریت فوریت‌های فدرال اولین نشریه مدون بود که بعد از زلزله نورث ریج اتصالات آسیب دیده را مورد ارزیابی قرار می‌داد و راه حل‌های عملی را پیشنهاد می‌کرد. گروه SAC مطالعات گسترده خود را در رابطه با اتصالات گیردار با اشکال مختلف، از زمان انتشار FEMA 267 تا کنون ادامه داده است. این کار شامل ارزیابی‌های تحلیلی جزء به جزء ساختمان‌ها و اتصالات آنها، مطالعات پارامتری تاثیر ترکیب اتصال بر عملکرد آن، مقاومت فلز پایه و فلز جوش، سختی و نرمی آن به علاوه آزمایشات مجموعه اتصالات می‌باشد. در نتیجه این مطالعات و مطالعات دیگری که به طور مستقیم صورت پذیرفت، عوامل و فاکتورهای دخیل در آسیب‌های وارده به قاب‌های فولادی خمشی در زلزله نورث ریج مشخص شد.

کاربرد قاب‌های خمشی^۱ به دلیل امکان برخورداری از فضاهای باز معماری از دیرباز مورد توجه طراحان سازه بوده است [2]. استفاده از قاب‌های خمشی برای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله به دلیل قابلیت شکل پذیری مناسب، در کشور ما در سطح وسیعی کاربرد دارد. این نوع قاب‌ها در صورتی می‌توانند به شکل پذیری مطلوب برسند که تسلیم خمشی در تیرها و یا تسلیم برشی در ناحیه چشمه اتصال ستون‌ها رخ دهد. بنابراین وقتی قاب‌های خمشی تحت اثر بارهای تناوبی شدید هستند، اتصالات باید بتوانند به مقاومت تیرها و نواحی چشمه برسند. محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری به دلیل طبیعت ترد جوش و تمرکز تنش ناشی از سوراخهای دسترسی، ورق پشتبند، وجود تنش‌های سه محوره و... از حساسیت زیادی برخوردار است. نتایج حاصل از آزمایشات متعدد مشخص نموده است که اتصالات گیردار جوشی رایج، به دلیل وقوع

1. Moment Resisting Frames (MRFS)

شکست‌های ترد در محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری، قادر به نشان دادن شکل پذیری مناسب و یا رسیدن به مقاومت تیرها در چشمه اتصال نمی باشند.

خرابی‌های مشاهده شده در اتصالات گیردار جوشی صرفاً به دلیل وقوع شکست ترد در محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری¹ نبوده است، بلکه پاره‌ای از خرابی‌ها به علت وقوع کمانش بال و جان، کمانش جانبی- پیچشی تیر، شکست بال تیر در ناحیه کمانش یافته به دلیل وجود تنش‌های ثانویه ناشی از کمانش رخ داده است، بنابراین برای اصلاح عملکرد این گونه اتصالات باید به نوعی از سطح تنش در محل اتصال تیر به ستون کم کرد. در ادامه به روش‌های اصلاح عملکرد اتصالات اشاره خواهد شد [1-3].

تلاش‌های انجام شده برای اصلاح رفتار تناوبی اتصالات خمشی رایج به دو راهکار اصلاحی کلی قابل تقسیم‌بندی است. یکی از روش‌ها، سخت کردن اتصال و دیگری نرم کردن تیر در مجاورت ستون می‌باشد. این دو روش اصلاح اتصالات اگر چه در ظاهر با یکدیگر متفاوت هستند اما هدف مشترک آنها سوق دادن مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای دور از بر ستون، یعنی دور کردن مفصل پلاستیک از نقطه‌ای که مستعد برای شکست ناگهانی به علت معایب احتمالی در جوش، تمرکز تنش به علت وجود سوراخ‌های دسترسی و ورق پشت بند، تقید قابل توجه در محل جوش تیر به ستون و وجود تنش‌های سه محوره می‌باشد. در واقع در اتصالات سخت شده با قوی کردن اتصال، تشکیل مفصل پلاستیک به دور از بال ستون، جایی که شرایط بحرانی بالا وجود ندارد، رخ می‌دهد؛ در حالی که در اتصالات نرم شده با ضعیف کردن ناحیه‌ای دور از بر ستون، مفصل پلاستیک به داخل تیر هدایت می‌شود [6].

در راهکار اول یعنی سخت کردن اتصال، اتصالات خمشی رایج با اضافه کردن ورق‌های پوششی، ورق‌های کناری، لچکی‌های قائم و یا ماهیچه‌ها تقویت می‌شوند. با سخت کردن اتصال، تنش در جوش اتصال تیر به ستون پایین می‌آید. همچنین با افزایش سختی اتصال امکان وقوع مفصل پلاستیک در

1. Heat Affected Zone (HAZ)

نزدیکی ستون کاهش یافته و مفصل به داخل تیر منتقل می‌گردد. به این ترتیب سطح تقاضا در محل اتصال تیر به ستون پایین آمده و جوش کمتر در معرض شکست ترد خواهد بود.

راهکار دوم اصلاح عملکرد اتصالات خمشی، نرم‌تر کردن بخشی از تیر در نزدیکی اتصال تیر به ستون می‌باشد. اتصال حاصل از این روش به اتصال «تیر با مقطع کاهش یافته» و یا به اختصار اتصال¹ (RBS) موسوم است. یکی از روش‌های نرم کردن اتصال، بریدن بال تیر در نزدیکی بر ستون می‌باشد. برش بال تیر می‌تواند به صورت برش ثابت، ذوزنقه‌ای و یا دایروی باشد [2].

مطالعات تجربی نشان داده اند که اتصال خمشی RBS با برش دایروی به دلیل تغییرات تدریجی در هندسه یکی از کارآمدترین و اقتصادی ترین روشها برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی رایج می‌باشد. آزمایشات مختلف انجام شده روی اتصالات RBS، نشان می‌دهند که این روش اصلاحی اتصالات تا حد زیادی در جلوگیری از وقوع شکست‌های زود هنگام موثر بوده اند؛ به گونه‌ای که اکثر نمونه ها، حتی چرخش پلاستیک بیش از ۳٪ را نیز تحمل کرده اند [7].

چن و همکاران² مطالعاتی روی انعطاف پذیری رفتار اتصالات در برابر بارهای لرزه‌ای، روی میز لرزان انجام داده اند و پیشنهاد کرده اند که می‌توان برای افزایش ظرفیت شکل پذیری، سطح مقطع تیر را کاهش داد. تحقیقاتی که چن و همکاران روی رفتار دینامیکی اتصالات RBS انجام داده اند، حاکی از آن است که ظرفیت استهلاک انرژی این اتصالات بیش از اتصالات رایج می‌باشد.

در تحقیقات آزمایشگاهی که انگلهارت و همکاران³ روی اتصالات آزمایشگاهی انجام دادند، روابطی برای طراحی اتصالات RBS ارائه کردند. همچنین این آزمایشات نشان داد که اتصالات RBS با برش دایروی رفتار بهتری نسبت به اتصالات RBS با برش ثابت دارند و می‌توانند تعداد زیادی سیکل بارگذاری را بدون افت شدید مقاومت تحمل کنند [8].

1. Reduced Beam Section
2. Chen et al.1997
3. Engelhardt et al.1998

مطالعات آزمایشگاهی بر روی اتصالات RBS با برش شعاعی (اتصال استخوانی)^۱ نشان می‌دهد که این اتصالات دارای شکل پذیری فوق العاده ای هستند. ناحیه‌ی RBS با عملکرد پلاستیک خود، انرژی به مراتب بیشتری نسبت به مفصل با طول محدود بر ستون، جذب کرده و مفصل نامحدود کنترل شده‌ای با شکل پذیری فوق العاده بوجود می‌آورد که منجر به افزایش پیروی و ضریب رفتار سازه می‌گردد. بعلاوه، مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی این اتصالات، تحت بارهای چرخه‌ای^۲، نشان می‌دهد که مقاومت نهایی این اتصالات، نسبت به اتصالات خمشی معمولی تقریباً بدون تغییر باقی می‌ماند، سختی، فقط اندکی تغییر می‌کند و ظرفیت چرخش پلاستیک می‌تواند تا چند برابر افزایش یابد.

با استفاده از این اتصالات، استعداد شکست ناشی از حساسیت جوشکاری و تمرکز تنش در اثر تغییر ناگهانی هندسه، به حداقل رسیده و ظرفیت اتلاف انرژی نیز بهبود می‌یابد. اجرای اتصالات استخوانی با واداشتن تسلیم، به وقوع درتیر، باعث کاهش حساسیت جوشکاری و ممانعت از تمرکز تنش بر روی جوش‌ها گردیده و سبب قابل اطمینان‌تر شدن اتلاف انرژی می‌شود.

هدف تحقیق حاضر، مطالعه پارامتریک تحلیلی بر روی این نوع اتصال جهت دستیابی به ابعاد بهینه برش به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای این نوع اتصال در قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد. همچنین در این مقاله مزایا و معایب این اتصال و رفتار آن در بارگذاری رفت و برگشتی شبه لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. به همین منظور پارامترهای برش محلی در تیر برای ایجاد اتصال، به صورت گام به گام تغییر می‌یابند و تغییر عملکرد اتصال با تغییر پارامترهای برش، به صورت جدول ارائه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در نهایت با بررسی اطلاعات خروجی از مطالعات پارامتریک، پارامترهای بهینه برش در تیر برای ایجاد اتصال مشخص می‌شود.

در این رساله در فصل دوم اتصالات گیردار قبل از زلزله نورث ریج و معایب آن و همچنین انواع آسیب‌های این نوع اتصالات مورد بررسی قرار می‌گیرد. این ارزیابی لزوم ایجاد اتصالات جدید را بیش از پیش نمایان می‌کند.

1. Dogbone Connection
2. Cyclic loading

در فصل سوم ابتدا انواع اتصالات را از حیث میزان صلبیت معرفی کرده و از نظر رفتاری با یکدیگر مقایسه می‌کنیم، سپس راهکارهای اصلاح رفتار اتصالات صلب مورد بررسی قرار گرفته و انواع اتصالات صلب توصیه شده توسط آیین نامه که نتیجه این رویکردهای اصلاحی می‌باشد را معرفی کرده و هر یک به تفصیل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

فصل چهارم به بیان تاریخچه اتصالات RBS پرداخته و رفتار لرزه‌ای این اتصالات را بر اساس مطالعات گسترده انجام شده توسط محققان پیشین مورد بررسی قرار می‌دهد. همچنین در این فصل ضوابط و محدودیت‌های طراحی این گونه اتصالات بیان می‌گردد.

در فصل پنجم مدل‌های مورد استفاده برای تحلیل لرزه‌ای نمونه‌های مورد نظر جهت تعیین ابعاد بهینه معرفی شده و نحوه این مدل‌سازی در نرم افزار آباکوس¹ [9] به صورت کامل ارائه خواهد شد. در این فصل همچنین معیارهای مورد نظر جهت قضاوت در مورد پارامترهای بهینه هندسه برش در نمونه‌ها تشریح خواهد شد.

در فصل ششم نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های انجام شده توسط نرم‌افزار به صورت جدول ارائه شده و نمونه‌ها همراه با معیارهای در نظر گرفته شده جهت تعیین ابعاد بهینه در جداول نمایش داده می‌شود. با توجه به این نتایج نحوه مقایسه این نمونه‌ها همراه با روابط مربوطه به طور کامل تشریح خواهد شد.

در فصل هفتم با توجه به نتایج بدست آمده از جداول و ارزیابی تمامی نمونه‌ها بر اساس معیارهای ذکر شده در فصول قبل، نمونه دارای ابعاد بهینه را شناسایی کرده و در انتها پیشنهادهای مناسب جهت تحقیقات بعدی در این زمینه ارائه خواهد شد.



اتصالات گیردار قبل از زلزله نورث ریج و بررسی معایب آن

۲-۱- مقدمه

قاب‌های فولادی^۱ بیش از صد سال است که در ساخت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. در اوایل قرن بیستم اتصالات سازه‌های فولادی بیشتر به صورت پرچ اجرا می‌شدند، اتصالات تیر به ستون معمولاً به وسیله نبشی‌هایی که به آنها پرچ می‌شد صورت می‌گرفت. طراحان فرض می‌کردند که اینگونه اتصالات برای بارهای ثقلی به صورت مفصل عمل کرده و برای بارهای جانبی به شکل گیردار می‌باشند. اگر چه تعدادی مقاطع گرم نورد شده وجود داشت که برای تیرها استفاده می‌شد ولی اغلب ستون‌ها را به صورت مقاطع متشکل از ورق و نبشی می‌ساختند. قاب‌ها معمولاً برای بار جانبی باد با روش‌های تقریبی مثل روش پرتال^۲ و روش طره‌ای^۳ آنالیز و طراحی می‌شدند [2].

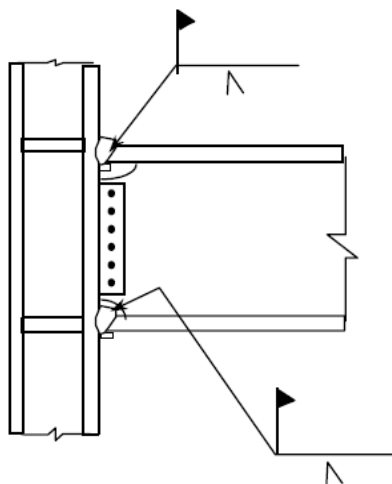
همزمان با گسترش استفاده از دیوارهای پیش ساخته بتنی به جای دیوارهای با مصالح بنایی در اواخر دهه ۱۹۴۰ و اوایل دهه ۱۹۵۰ قاب‌های خمشی نیز توسعه بیشتری یافتند. در این قاب‌های خمشی جدید از همان اتصالات پرچی گذشته استفاده می‌کردند. به هر حال با پیشرفت فلسفه‌های طراحی و تدوین آئین نامه‌ها میل به استفاده از اتصالات کاملاً گیردار به جای اتصالات نیمه صلب بیشتر شد تا به این ترتیب بتوان تمام توان را منتقل کرد.

در طول جنگ جهانی دوم، جوش در سازه‌ها به عنوان روشی سریع برای ساخت و ساز مطرح شد. جالب است بدانیم که این تلاش‌های اولیه برای به وجود آوردن ساخت و ساز جوشی در ساختمان‌ها گاهی با شکست‌هایی به دور از انتظار مواجه می‌شد، اما با تمام این مشکلات در دهه ۱۹۵۰

1. Steel frames
2. Portal method
3. Console method

ساختمان‌های جوشی به طور کامل جای ساختمان‌های پرچی و پیچی قبلی را گرفتند و در اواخر دهه ۱۹۵۰ جوش سازه‌ای به عنوان روشی قابل قبول در صنعت ساختمان سازی پذیرفته شد. به این ترتیب با توجه به اتصالات محکم، سخت و اقتصادی، جایگزینی اتصالات صلب جوشی به جای اتصالات نیمه صلب پیچ و پرچ شتاب بیشتری گرفت [2,3].

انواع مختلف اتصالات جوشی مورد استفاده قرار گرفته است و یکی از آنها که ورق‌های بالایی و پایینی جوش شده به ستون و پیچ و پرچ شده به بال تیر بود، رواج بیشتری یافت. اما فرایند جوشکاری در کارخانه و پیچ و پرچ در کارگاه صورت می‌گرفت. در اواسط و اواخر دهه ۱۹۵۰ مطالعات و آزمایشاتی پیرامون این نوع اتصالات جدید در دانشگاه لی‌های^۱ صورت گرفت. آزمایش‌های تکمیلی بیشتری در اواسط دهه ۱۹۶۰ و اوایل دهه ۱۹۷۰ در دانشگاه برکلی کالیفرنیا^۲ انجام شد. از این آزمایشات مشخص گردید که جوش نفوذی^۳ بال تیر به ستون رفتار قابل قبولی در برابر بارگذاری‌های متناوب از خود نشان می‌دهد. این اطلاعات باعث به وجود آمدن ضوابطی برای طراحی نوعی اتصال گردید که در (شکل ۱-۲) نشان داده شده است [2].



شکل ۱-۲- اتصال گیردار قبل از زلزله نورث ریج

1. Lehigh university
2. University of California, Berkeley
3. Difussion welding

۲-۲- آسیب دیدگی ساختمان‌های خمشی فولادی جوشی در دیگر زلزله‌ها

پس از کشف آسیب‌های دور از انتظار ساختمان‌های خمشی فولادی در زلزله نورث‌ریچ این اندیشه در بین مهندسان و سازمان‌های مرتبط تقویت شد که ممکن است به دلیل زلزله‌های گذشته نیز آسیب‌هایی در این نوع ساختمان‌ها به وجود آمده باشد که شناسایی نشده اند. بنابراین به عنوان قسمتی از فاز دو مطالعات به این نکته توجه شد که در دیگر زلزله‌های رخ داده چه آسیب‌هایی به این نوع سازه‌ها وارد آمده است، به همین منظور آسیب‌های وارد آمده از زلزله‌های ۱۹۷۱ سن فرناندو^۱، ۱۹۸۹ لوماپرتیا و ۱۹۹۲ لندرز بیگ بیر، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند.

یک سال بعد از زمین لرزه نورث‌ریچ، زلزله‌ای به بزرگی ۶٫۹ در مقیاس ریشتر شهر کوبه^۲ در ژاپن را لرزاند. کوبه شهری بزرگ با جمعیتی بالغ بر ۱٫۵ میلیون نفر است که سازه‌های فولادی خمشی با اتصالات جوشی بسیاری در آن وجود دارد. این سازه‌ها هم شامل ساختمان‌های کوتاهی می‌باشند که در دهه‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۶۰ بنا شده اند و هم شامل ساختمان‌های بلند مرتبه مدرنی هستند که در ده سال اخیر ساخته شده اند. به طور کلی ساخت و ساز این نوع ساختمان‌ها در ژاپن با آنچه که در ایالات متحده وجود دارد متفاوت است، اما بسیاری از اتصالات ساختمان‌های با قاب خمشی در زلزله کوبه آسیب دیدند و حتی ۵۰ ساختمان فرو ریختند و بسیاری از ساختمان‌ها دچار آسیب‌هایی شبیه آسیب‌های زلزله نورث‌ریچ شدند، البته این در حالی است که جزئیات اتصالات در کوبه با جزئیات اتصال در نورث‌ریچ متفاوت بود. درست مانند ایالات متحده، ژاپنی‌ها نیز بر این باور بودند که باید برنامه مطالعاتی گسترده‌ای برای بررسی عوامل شکست و عملکرد ضعیف اتصالات گیردار در زلزله ترتیب داده و تکنیکهای طراحی جدیدی برای این نوع ساخت و سازها گردآوری شود.

کشف آسیب‌های جدی در ساختمان‌های فولادی با قاب‌های خمشی جوشی در زلزله‌های سن فرناندو، لوماپرتیا، لندرز بیگ بیر و کوبه شواهد مختلفی است که تایید می‌نماید آسیب اتصالات گیردار تنها منحصر به زمین لرزه نورث‌ریچ و مشخصه‌های خاص این زمین لرزه نمی‌شود و این اتصالات مورد استفاده هستند که دارای نواقص عمده‌ای می‌باشند.

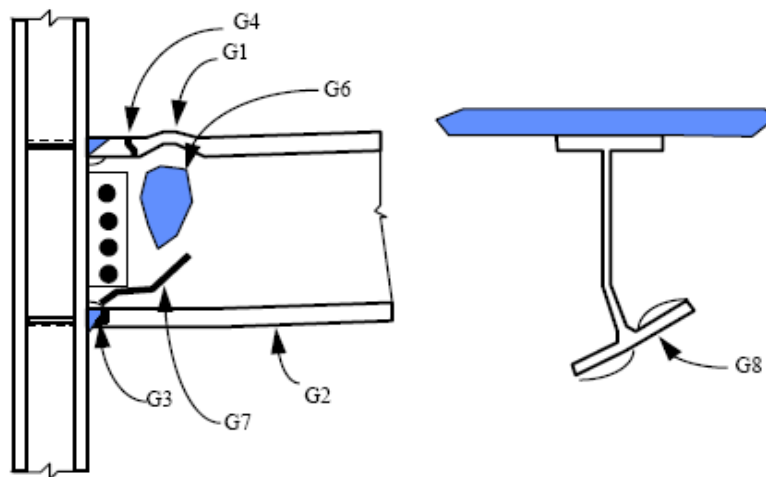
1. San fernando
2. Kobe

۳-۲- طبقه‌بندی آسیب‌های اتصالات گیردار در زلزله نورث‌ریج

آسیب‌های وارده به المان‌های قاب‌های خمشی فولادی به صورت آسیب‌های مربوط به تیر (G)، ستون (C)، جوش (W)، ورق اتصال (S) و چشمه اتصال (P) طبقه‌بندی می‌شوند. آسیب در یک گره ممکن است از یکی از انواع فوق و یا ترکیبی از آنها باشد. مشاهده وسیع این گونه آسیب‌ها در اتصالات علی‌رغم آسیب‌های جدی در اجزاء غیر سازه‌ای هشدار دهنده بود. در این قسمت به طبقه‌بندی آسیب‌ها چنانچه در FEMA 351 [10] آمده است، خواهیم پرداخت.

۳-۲-۱- آسیب تیر

آسیب دیدگی تیر ممکن است شامل کمانش بال (G1)، تسلیم بال (G2)، شکست بال در ناحیه (Heat Affected Zone (HAZ)) و یا خارج از آن (G3, G4)، شکست بال (G5)، تسلیم یا کمانش جان (G6)، شکست جان (G7) و یا کمانش جانبی پیچشی مقطع تیر (G8) باشد (شکل ۲-۲).



شکل ۲-۲- انواع آسیب‌های تیر

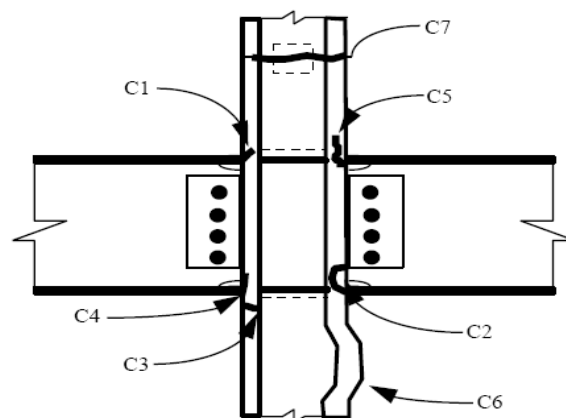
با وجود اینکه تعدادی از آسیب‌های مربوط به تیر در بال بالایی گزارش شده اند ولی اغلب آسیب‌های تیر در زلزله نورث‌ریج در بال پایینی تیر اتفاق افتاده اند. دلایل متعددی برای این امر وجود دارد، به عنوان اولین دلیل می‌توان به نزدیک شدن تار خنثی به بال بالایی به دلیل وجود دال بتنی و رفتار مرکب فولاد و بتن اشاره کرد. کشیده شدن تار خنثی به سمت بالا باعث ایجاد تنش بیشتر در

تارهای پایینی مقطع می‌گردد، به علاوه وجود دال تا حد زیادی جلوی کمانش بال بالایی را می‌گیرد. بال پایینی به دلیل کمتر مهار شدن راحت تر می‌تواند تحت تاثیر کمانش قرار گیرد. فاکتورهای دیگری هم وجود دارند که باعث آسیب دیدگی بال پایینی شده اند، یکی از مهمترین فاکتورهای دخیل، فرایند جوشکاری مشکل در دال پایینی است. بال پایینی به دلیل وجود جان تیر به سختی جوشکاری می‌شود و دسترسی به آن از بال بالایی کمتر است، در نتیجه جوش در بال پایینی نمی‌تواند به صورت یکپارچه انجام شود و نقص‌های مختلفی در جوشکاری آن اتفاق می‌افتد. این شرایط با وجود تسمه زیر جوش تشدید می‌شود زیرا شکاف بین تسمه و جوش، باعث شکست می‌شود.

۲-۳-۲- آسیب بال ستون

بال ستون می‌تواند دچار هفت نوع آسیب شود که به شرح زیر می‌باشد:

ترک بال (C1)، قلوه کن شدن بال (C2)، ترک در داخل یا خارج از ناحیه HAZ (C3, C4)، پارگی لایه‌ای بال (C5)، کمانش بال (C6) و زوال وصله ستون (C7) (شکل ۲-۳).

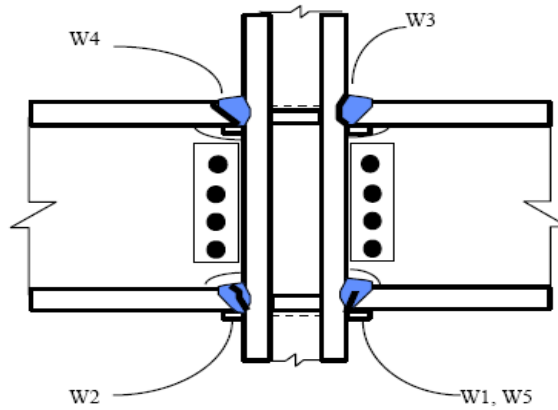


شکل ۲-۳- انواع آسیب‌های ستون

آسیب به ستون علاوه بر اینکه مقاومت سازه را در برابر بارهای ثقلی کاهش می‌دهد، سازه را در برابر تحمل بارهای جانبی ضعیف می‌کند.

۲-۳-۳- آسیب‌ها، نواقص و ناپیوستگی‌های جوش

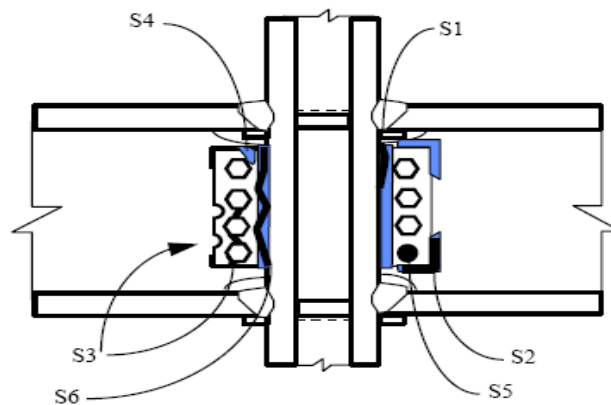
آسیب‌های جوشی شامل قطع شدگی و نقص در ریشه جوش (W1)، ترک در ریشه جوش (W2)، شکست در وجه ستون (W3)، شکست در وجه تیر (W4) و قطع شدگی کوچک در ریشه جوش (W5) می‌باشند (شکل ۲-۴).



شکل ۲-۴- انواع آسیب‌های جوش

۲-۳-۴- آسیب‌های ورق اتصال جان

هشت نوع آسیب برای ورق اتصال جان شامل ترک قسمتی از جوش ستون (S1)، شکست جوش تکمیلی (S2)، گسیختگی بین ورق اتصال و پیچ (S3)، تسلیم یا کمانش ورق اتصال (S4)، لقی شدگی یا عدم وجود پیچ (S5) و شکست کامل جوش (S6) را می‌توان نام برد (شکل ۲-۵).

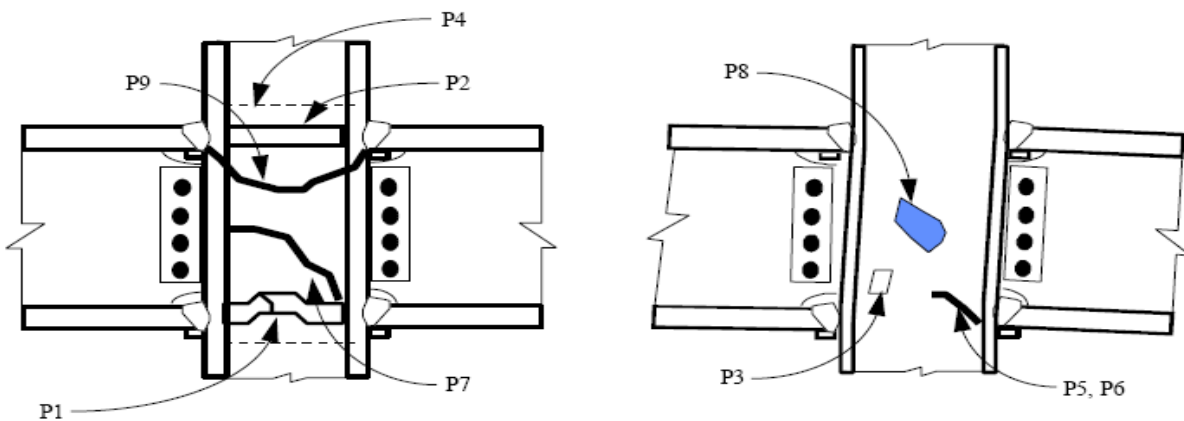


شکل ۲-۵- آسیب‌های ورق اتصال جان

آسیب دیدگی ورق اتصال جان اغلب همراه با آسیب دیدگی ستون، تیر، جوش و چشمه اتصال اتفاق می‌افتد.

۲-۳-۵- آسیب چشمه اتصال

آسیب‌های چشمه اتصال شامل شکست در ورق پیوستگی (P1)، شکست جوش ورق پیوستگی (P2)، تسلیم یا تغییر شکل نرم جان (P3)، شکست جوشهای ورق دابل (P4)، شکست نیمه عمقی ورق دابل (P5)، شکست نیمه عمیق جان (P6)، شکست عمیق یا نیمه عمیق جان یا ورق دابل (P7)، کمانش جان (P8) و شکست ستون (P9) می‌باشد (شکل ۲-۶).



شکل ۲-۶- انواع آسیب‌های ورق برشی

پی بردن به آسیب‌های این ناحیه به دلیل وجود تیرهای متصل به ستون در جهت ضعیف مشکل خواهد بود.

۲-۳-۶- دیگر آسیب‌ها

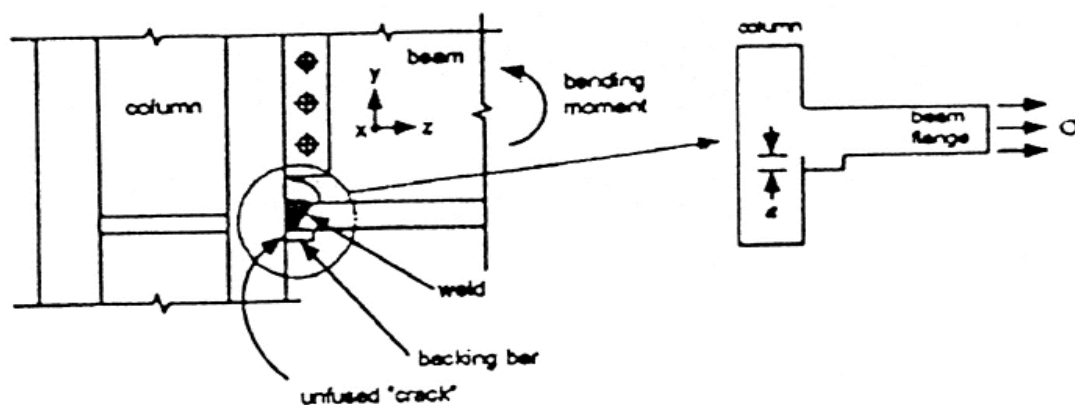
علاوه بر آسیب‌های ذکر شده در قسمت‌های قبلی، انواع دیگری از آسیب‌های سازه‌ای ممکن است در سازه‌های فولادی خمشی جوشی اتفاق بیفتند. المان‌های دیگری از قاب که ممکن است دچار آسیب شوند شامل کف، ستونها، تیرها، ستونها و اتصالاتی که به منظور مقاومت در برابر بارهای جانبی در نظر گرفته نشده اند و همچنین کف‌ها و دیافراگم‌های پشت بام می‌باشند. همچنین تغییر شکل‌های جانبی دائمی بین طبقات ممکن است در سازه حادث شود. در سازه‌های آسیب دیده طی زلزله نورث‌ریج، جابجایی جانبی دائمی بین طبقه‌ای با آسیب‌های وسیع در سیستم باربر جانبی همراه بوده است.

۲-۴- عوامل موثر در آسیب اتصالات زلزله نورث ریج

عوامل زیادی جهت ایجاد آسیب در اتصالات سازه‌های فولادی در زلزله نورث ریج موثر بوده اند که هر کدام با سازوکار خاصی موجب ایجاد آسیب در این اتصالات شده اند. در ادامه هر یک از عوامل را مورد بررسی قرار داده و نحوه تخریب سازه توسط آن را تشریح می‌کنیم.

۲-۴-۱- اثرات مخرب باقی ماندن تسمه پشت‌بند بعد از جوشکاری شیاری

اگر تسمه پشت‌بند بعد از جوشکاری برداشته نشود، سطح مشترک ناپیوسته عمودی بین تسمه پشت‌بند و بال ستون همانند یک ترک ریز عمل میکند. طول ترک برابر است با ضخامت تسمه پشت‌بند (شکل ۲-۷).



شکل ۲-۷- سطح ناپیوسته تسمه پشت‌بند که یک ترک لبه‌ای مصنوعی را تشکیل می‌دهد

دو راه برای کاهش اثرات مخرب تسمه پشت‌بند وجود دارد. یک راه مستقیم آن با استفاده از قوس کربن^۱ و استفاده از یک جوش گوشه^۲ تقویتی زیر مسیر ریشه جوش شیاری^۳ می‌باشد. به محض آن که تسمه پشت‌بند برداشته شود دیگر ترک مصنوعی وجود ندارد، اما این کار گران قیمت بوده و ممکن است به جوش شیاری آسیب برساند.

1. Carbon arc welding
2. Fillet weld
3. Groove weld

از طرف دیگر چون اغلب گسیختگی‌ها در بال پایینی رخ داده اند، برداشتن تسمه پشت بند بالایی ممکن است خیلی موثر نباشد. همچنین برداشتن تسمه پشت بند بالایی ممکن است سبب زیان زیادی شود تا اینکه مفید باشد چون در جان تیر مزاحمت ایجاد می‌کند. شیوه دیگر کاهش تمرکز تنش ایجاد شده بوسیله تسمه پشت بند، به کار بردن جوش گوشه درزگیری زیر تسمه پشت بند نزدیک ترک بدون برداشتن تسمه پشت بند می‌باشد. در آزمایش‌های انجام گرفته با این شیوه اغلب نمونه‌ها رفتار شکل پذیرتری را نشان داده اند [10].

۲-۴-۲- تمرکز تنش در ناحیه مجاور جوش اتصال

ضریب تمرکز تنش ارتجاعی در بال تیر متصل به ستون می‌تواند بین ۱,۲ تا ۱,۴۶ تغییر کند. وقتی بارگذاری در محدوده پلاستیک باشد، تنش‌ها به طور یکنواخت تری در طول بال تیر مجدداً توزیع خواهند شد اما بزرگترین تنش در مرکز جوش اتصال بال تیر به ستون واقع می‌شود. به همین دلیل قبل از آنکه تیر به حداکثر ظرفیت خمشی خود برسد و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود، اتصال بال تیر به ستون به حداکثر ظرفیت خود رسیده و گسیخته خواهد شد. برای جلوگیری از گسیختگی در اتصال باید نواحی اطراف اتصال را بوسیله ورق‌های پوششی، ماهیچه‌ها و سخت‌کننده‌ها تقویت کرد تا تنش در اتصال کاهش یابد و مفصل پلاستیک به داخل تیر منتقل شود [10].

۲-۴-۳- ایجاد تنش‌های کششی سه محوره در اتصال

محدودیت شدید درجات آزادی اتصال به خاطر جوش‌های شیاری بزرگ بال تیر به ستون منجر به ایجاد تنش‌های کششی سه محوره در اتصال می‌گردد که از رفتار شکل پذیر جلوگیری می‌کند و اتصال با شکستگی ترد گسیخته می‌شود. دو راه برای حل این مشکل پیشنهاد شده است. نخست استفاده از اتصالات سخت شده می‌باشد که از ورق‌های پوششی، سخت‌کننده‌های قائم یا ماهیچه‌ها استفاده می‌کنند و رفتار دلخواه ما را بوسیله کاهش مقدار تنش در اتصال و انتقال ناحیه مفصل پلاستیک مورد انتظار به یک منطقه با تنش تک محوری فراهم می‌سازد. راه دوم کم کردن عمودی

ظرفیت خمشی تیر در مقطع کوچکی دور از اتصال می‌باشد. این کار به وسیله برش‌هایی به نام منطقه کاهش یافته در بال و یا جان تیر و یا سوراخکاری در آن مناطق امکان پذیر می‌باشد، که به وضوح محل تشکیل مفصل پلاستیک^۱ را در یک منطقه که در آن امکان رفتار شکل پذیر (منطقه‌ای با تنش‌های تک محوری) وجود دارد، قرار می‌دهد.

۲-۴-۴- عدم توجه کافی به ظرفیت خمشی جان تیر

در بیشتر طراحی‌ها تصور می‌شود که لنگر خمشی تیر از طریق بال تیر به ستون انتقال می‌یابد؛ اگر چه ظرفیت خمشی جان تیر کم می‌باشد، اما ظرفیت خمشی واقعی جان تیر به نسبت $(\frac{Zr}{Z})$ ، (Zr) اساس مقطع پلاستیک بالهای تیر و Z اساس مقطع پلاستیک تیر می‌باشد) بستگی دارد. اگر این نیرو از طریق اتصال جان تیر منتقل نگردد، باعث بالا رفتن بیش از حد تنش در جوش شیاری بال تیر به بال ستون می‌گردد. دلیل این امر کارایی نامناسب جان پیچی در انتقال ممان موجود در جان تیر می‌باشد.

اتصال که به وسیله جوشکاری مستقیم بال تیر فشرده به ستون ساخته شود، نمی‌تواند به لنگر پلاستیک^۲ تیر برسد زیرا ظرفیت خمشی پلاستیک اتصال (Cp) برابر با ZrF_y می‌باشد و ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (Mp) برابر با ZF_y می‌باشد. در نتیجه چون $Mp < Cp$ می‌باشد، قبل از آنکه تیر به ظرفیت پلاستیک خود برسد و مفصل پلاستیک تشکیل شود، اتصال گسیخته خواهد شد. به منظور محافظت اتصال از گسیختگی، از یک تیر ضعیف تر باید استفاده کرد یا اتصال را باید تقویت نمود. تیر ضعیف تر یعنی یک تیر با مقطع غیر فشرده، به طوری که لنگر کمانش موضعی تیر کمتر از ظرفیت لنگر اتصال باشد، که با این عمل قبل از گسیختگی اتصال، تیر کمانش کرده و مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. اگر از یک مقطع فشرده استفاده گردد تیر را می‌توان در نزدیک اتصال تقویت کرد تا تنش‌های موجود در اتصال کاهش یابد و یا تیر را در مقاطع نزدیک اتصال ضعیف کرد تا لنگر منتقل شده به اتصال کاهش یابد [3,10].

1. Plastic hinge
2. Plastic moment

۲-۴-۵- رعایت نکردن رابطه تیر ضعیف- ستون قوی

فرضیات طراحی در مورد قاب‌های مقاوم خمشی ویژه، فرض می‌کند که کرنش غیر ارتجاعی در تیر متمرکز خواهد شد و سرانجام به تشکیل مفصل پلاستیک منجر می‌شود. این فرض رابطه تیر ضعیف - ستون قوی را ایجاب می‌کند. این رابطه بوسیله اختصاص دادن فولاد ASTM A-36 برای تیرها و ASTM a572 Gr 50 برای ستون‌ها، تا اندازه‌ای ارضاء می‌شود زیرا مقررات^۱ ASTM [11] برای اطمینان از اینکه مقاومت مصالح موجود در تیر از مقاومت مصالح موجود در ستون کمتر باشد به اندازه کافی مستحکم نیستند. بنابراین بر اساس مقررات ASTM که فقط مقاومت حداقل فولادهای A-36 و A572 Gr 50 را کنترل می‌کند، این امکان وجود دارد که تیر A-36 دارای مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی بزرگتری از ستون A572 Gr 50 باشد. همچنین در نتیجه ساخت اشتباه در بعضی از ساختمان‌های ساخته شده قبل از زلزله نورث‌ریج، از تیر و ستون با فولاد A572 Gr 50 استفاده شده بود که تیرها مقاومت بیشتری از ستون‌ها داشتند.

برخی از ترک خوردگی‌ها و شکستگی‌های جان ستون که در زلزله نورث‌ریج مشاهده شد، در نتیجه رابطه تیر قوی-ستون ضعیف بود که استفاده از ورق‌های مضاعف در چشمه اتصال ممکن است مسئله را حل کند ولی این کار هزینه ساخت را بالا می‌برد.

بهترین راه حل، اجتناب از اتصال یک تیر قوی به یک ستون ضعیف می‌باشد. این ایده را به دو روش می‌توان پیاده کرد. یکی با قوی کردن محل اتصال تیر به ستون (چشمه اتصال) و دیگری با ضعیف کردن تیر متصل به ستون، که هر یک سازوکار خود را دارد و در ادامه هر دو روش تشریح خواهد شد.

1. American Society for Testing and Materials (ASTM)

۲-۴-۶- ضعیف بودن چشمه اتصال ستون

چشمه اتصال قبل از سال ۱۹۹۴ با فرمول آیین نامه UBC [12] که در زیر آمده طرح می‌شد:

$$V = 0.55F_y d_c t \left[1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_{ct}} \right] \quad (1-2)$$

V: مقاومت برشی چشمه اتصال

F_y : تنش تسلیم فولاد

b_c : پهناى بال ستون

d_b : عمق تیر

t: مجموع ضخامت چشمه اتصال شامل ورقهای مضعف

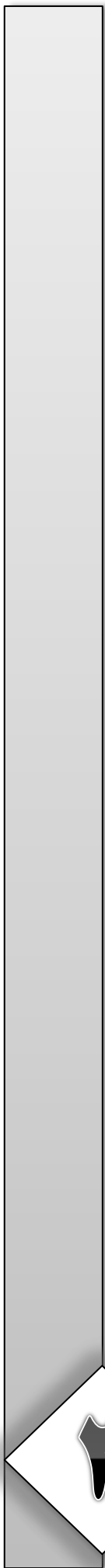
t_{cf} : ضخامت بال ستون

قبلا معادله ۱-۲ به عنوان فرمول طراحی مبنی بر معیار تسلیم فون میسز بکار میرفت:

$$V = 0.55 F_y d_c t \quad (2-2)$$

مقادیر محاسبه شده و نتایج آزمایشی نمونه‌های SAC نشان دادند که چشمه اتصال ستون نمی‌تواند در برابر نیروی برشی منتقل شده از بال‌های تیر مقاومت کند، در نتیجه فرمول‌های حاضر غیرمحافظه کارانه هستند و باید در آنها تجدید نظر شود [2].

همچنین برای کم کردن نیروی برشی منتقل شده از بال‌های تیر به چشمه اتصال ستون می‌توان از مقاطع تیر غیر فشرده استفاده کرد به طوری که مفصل پلاستیک بتواند به وسیله کمانش موضعی بال‌های تیر تشکیل شود و یا اگر مجبور به استفاده از مقاطع فشرده هستیم، باید مقاومت تیر را به طور موضعی کاهش داده تا لنگر و برشی که به اتصال و چشمه اتصال^۱ ستون منتقل می‌شود محدود گردند.



اتصالات صلب خمشی بعد از زلزله نورث ریج و بررسی رفتار آنها

۳-۱- مقدمه

در این فصل انواع اتصالات موجود در قاب‌های خمشی فولادی از نظر میزان گیرداری در محل اتصال معرفی شده و در ادامه نحوه اصلاح رفتار این اتصالات را بیان کرده و در نهایت انواع اتصالات توصیه شده توسط آئین نامه را معرفی می‌کنیم.

۳-۲- انواع اتصالات

اتصالات در قاب‌های فولادی به سه دسته کلی مطابق با جدول (۱) طبقه‌بندی می‌شود [13].

جدول ۳-۱- طبقه‌بندی اتصالات

گروه	نوع اتصال	درجه صلبیت (R)
۱	ساده	$R < 20\%$
۲	نیمه صلب	$20\% \leq R \leq 90\%$
۳	صلب	$R > 90\%$

در جدول فوق درجه صلبیت، نسبت لنگر انتهایی حقیقی به لنگر گیرداری انتهایی در حالت گیرداری کامل می‌باشد.

۳-۲-۱- اتصالات ساده

از انواع اتصال ساده تیر به ستون استفاده از نبشی‌های جان و یا نبشی نشیمن می‌باشد که در نوع دوم یک نبشی نیز در بال بالایی تیر قرار می‌گیرد. اتصال فقط برای انتقال نیروی برشی طرح

می‌گردد و فرض می‌شود لنگر خمشی در اتصال ظاهر نمی‌شود. اگر یک تیر ساده بارگذاری شود، افتادگی وسط تیر باعث دوران دو انتها خواهد شد. اتصال باید طوری طرح گردد که بتواند بدون قبول شکست به همین مقدار دوران نماید و آنقدر شکل پذیر باشد که از ایجاد لنگر در انتهای تیر جلوگیری کند. اتصالی که شرایط فوق را دارا باشد اتصال ساده انعطاف پذیر نامیده می‌شود.

۳-۲-۲- اتصالات نیمه صلب

در اتصالات ساده، تیر برای حداکثر لنگر میانی طراحی می‌شود. در صورتی که یک اتصال صلب باعث کاهش لنگر در ناحیه میانی و افزایش لنگر در دو انتهای تیر می‌شود. لنگر کاهش یافته میانی به لنگرهای انتهایی افزوده می‌شود و افزایش درجه صلبیت باعث کاهش لنگر میانی می‌شود. در صورتی که شرایط تکیه گاهی تیر کاملاً صلب باشد و تیر تحت اثر دهانه مجاور که احتمال دارد باعث انتقال لنگر اضافه از طریق اتصال شود، نباشد؛ در حالت بارگذاری یکنواخت یک اتصال نیمه صلب با درجه صلبیت ۷۵٪ باعث برابری لنگر در وسط و دو انتهای تیر می‌شود. در این حالت کمترین اساس مقطع که معادل نصف شرایط اتصال ساده است، حاصل می‌شود. افزایش درجه صلبیت از این میزان باعث فراتر رفتن لنگر انتهایی و کاهش آن باعث بیشتر شدن لنگر میانی از حد مجاز می‌شود. در نتیجه همواره توصیه می‌شود که تیر برای صلبیت ۵۰٪ و اتصال برای صلبیت ۷۵٪ طراحی گردد.

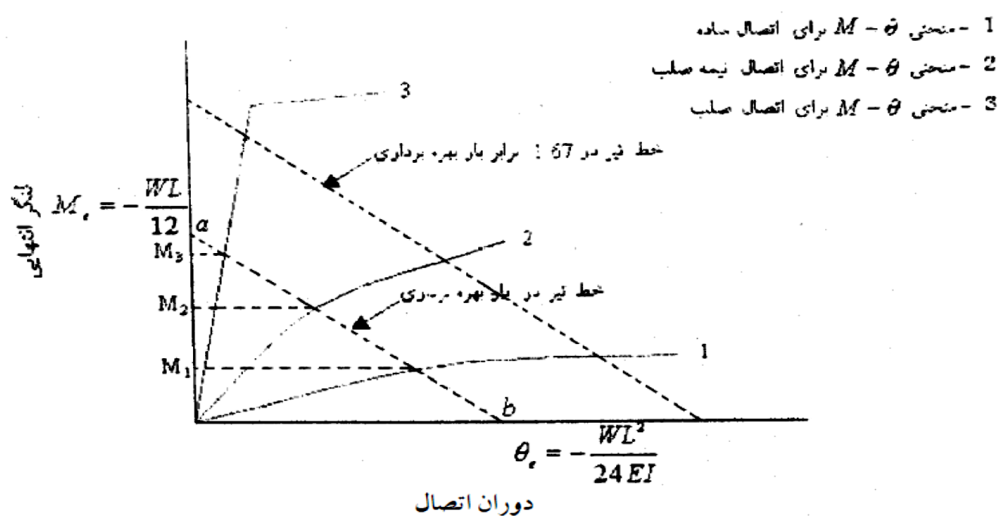
۳-۲-۳ اتصالات صلب

برای اتصالات کاملاً صلب، لنگرهای حقیقی باید به وسیله یکی از روشهای مختلف تحلیل سازه محاسبه شود و تیرها و اتصالات برای لنگر و برش مربوطه طراحی گردد. اتصال باید صلبیت کافی داشته باشد تا بتواند در عمل زاویه اصلی بین ستون و تیر را ثابت نگه دارد. صلبیت یک اتصال، تحت تاثیر صلبیت تکیه گاه‌های آن قرار دارد. برای تیرهایی که به روی بال ستون سوار می‌شوند، نازک و یا لاغر بودن ورق بال ستون باعث کاهش صلبیت اتصال می‌شود. جهت رفع این مشکل از سخت کننده

بین بالهای ستون در مقابل بالهای تیر استفاده می‌شود. اگر تیر مستقیماً یا به وسیله صفحات اتصال به جان ستون متصل شود، هیچ گونه کاهشی در صلبیت به وجود نمی‌آید.

۳-۳- رفتار اتصالات

جهت ارزیابی اتصالات تیر به ستون از منحنی لنگر-دوران استفاده می‌شود. شکل ۱-۳ منحنی لنگر-دوران را برای اتصالات ساده، نیمه صلب و صلب نشان می‌دهد.



شکل ۱-۳ منحنی لنگر-دوران اتصالات ساده، نیمه صلب و صلب

همانگونه که در شکل مشاهده می‌شود، محور قائم، لنگر انتهایی تیر و محور افقی دوران اتصال را نشان می‌دهد. رابطه‌ای که لنگر انتهایی M_e و دوران انتهایی θ_e را برای یک تیر تحت بار گسترده یکنواخت از گیرداری کامل تا انتهای ساده به یکدیگر مرتبط می‌کند؛ عبارت است از:

$$M = -\frac{2EI\theta}{L} - \frac{WZ}{12} \quad (1-3)$$

که در رابط فوق:

E : ضریب ارتجاعی

I : ممان اینرسی تیر

W : بار گسترده یکنواخت وارد بر تیر

L : طول دهانه

قابل ذکر است که لنگر گیرداری کامل به حالتی اطلاق می‌شود که در آن دوران انتهایی θ_e

مساوی صفر می‌باشد. در این حالت لنگر انتهایی، معادل لنگر گیرداری انتهایی بوده و برابر است با:

$$M_c = \frac{WL}{12} \quad (2-3)$$

در شکل ۱-۳-۱- نقطه b نشان دهنده یک اتصال انتهایی ساده است که در لنگر انتهایی $M_e=0$

می‌باشد. وضعیت تیر در این حالت مشابه تیر ساده با دوران انتهایی زیر است:

$$\theta_c = \frac{WL^2}{24EI} \quad (3-3)$$

خطی که دو نقطه a و b را به یکدیگر متصل می‌کند، خط تیر^۱ نامیده می‌شود. اگر بار روی تیر

افزایش یابد، خط تیر به موازات خط اولیه به طرف خارج حرکت می‌کند. حرکت این خط همراه با

افزایش مقدار لنگر و دوران انتهایی می‌باشد. خط تیر در حالت دوم (خط چین) نشان دهنده ضریب

اطمینان می‌باشد و معمولاً بین ۱٫۶۷ تا ۲ برابر خط اولیه که بر مبنای بارگذاری مجاز به دست آمده

می‌باشد. نقطه‌ای که در آن منحنی $M-\theta$ اتصال خط تیر را قطع می‌کند، نشان دهنده لنگر و دوران

انتهایی در اثر بارگذاری موجود می‌باشد، که این مطلب وابستگی رفتار تیر به اتصال را نشان می‌دهد.

در شکل ۱-۳-۱ منحنی ۱ نشان دهنده رفتار یک اتصال انعطاف پذیر است که در یک لنگر بسیار کم،

بدون تخریب جاری شده و اجازه می‌دهد اتصال دوران کند. این اتصال می‌تواند از نوع نبشی نشیمن با

نبشی بالایی، نبشی جان و یا ورق بالایی ضعیفی که اجازه جاری شدن را می‌دهد، باشد. منحنی ۲

نشان دهنده رفتار یک اتصال صلب می‌باشد. این اتصال از نوع اتصال با ورق بالایی بوده که در زیر

بارهای بهره برداری به طور موثر جاری شده تا دوران لازم را در اتصال تولید کند. با این وجود در این

اتصال صلبیت کافی جهت انتقال لنگر انتهایی وجود ندارد. منحنی ۳ نشان دهنده رفتار یک اتصال

صلب می‌باشد که در آن از ورق بالایی استفاده شده است. این اتصال برای آن مطرح شده است که

بتواند تمام لنگر گیرداری انتهایی را منتقل کند. در این حالت از آنجایی که قصدی برای تسلیم مصالح

در اتصال نمی‌باشد، ورق بالایی تا حد امکان کوتاه انتخاب می‌شود. هر یک از سه نوع اتصال ظرفیت

باربری ذخیره وسیعی دارند که به وسیله منحنی واقع بین دو خط تیر در حالت بهره برداری و ۱,۶۷ برابر آن در شکل ۳-۱ برای هر کدام نشان داده شده است.

کاربرد قاب‌های خمشی به دلیل امکان برخورداری از فضاهای باز معماری از دیرباز مورد توجه طراحان سازه بوده است. استفاده از قاب‌های خمشی برای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله، به دلیل قابلیت شکل پذیری مناسب، در کشور ما در سطح وسیعی کاربرد دارد. این نوع قاب‌ها در صورتی می‌توانند به شکل پذیری مطلوبی برسند که تسلیم خمشی در تیرها و یا تسلیم برشی در ناحیه چشمه اتصال ستون‌ها رخ دهد. بنابراین وقتی قاب‌های خمشی تحت اثر بارهای تناوبی شدید هستند، اتصالات باید بتوانند به مقاومت تیرها و نواحی چشمه برسند. محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری به دلیل طبیعت ترد جوش و تمرکز تنش ناشی از سوراخهای دسترسی، ورق پشتبند، وجود تنش‌های سه محوره و... از حساسیت زیادی برخوردار است. نتایج حاصل از آزمایشات متعدد، مشخص نموده است که اتصالات گیردار جوشی رایج، به دلیل وقوع شکست‌های ترد در محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری، قادر به نشان دادن شکل پذیری مناسب و یا رسیدن به مقاومت تیرها و چشمه اتصال نمی‌باشند. خرابی‌های مشاهده شده در اتصالات گیردار جوشی صرفاً به دلیل وقوع شکست ترد در محل اتصال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری (HAZ) نبوده است، بلکه پاره‌ای از خرابی‌ها به علت وقوع کمانش بال و جان، کمانش جانبی-پیچشی تیر، شکست بال تیر در ناحیه کمانش یافته به دلیل وجود تنش‌های ثانویه ناشی از کمانش، رخ داده است. بنابراین برای اصلاح عملکرد این گونه اتصالات باید به نوعی از سطح تنش در محل اتصال تیر به ستون کم کرد. در ادامه به روش‌های اصلاح عملکرد اتصالات اشاره خواهد شد.

۳-۴- اصلاح رفتار اتصالات صلب خمشی

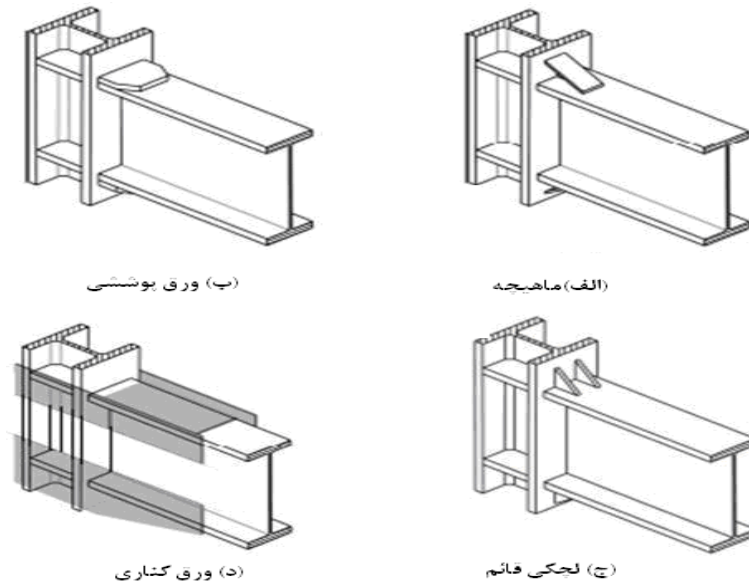
تلاش‌های انجام شده برای اصلاح رفتار تناوبی اتصالات خمشی رایج به دو راهکار اصلاحی کلی قابل تقسیم‌بندی است. یکی از روش‌ها، سخت کردن اتصال و دیگری نرم کردن تیر در مجاورت ستون می‌باشد. این دو روش اصلاح اتصالات اگر چه در ظاهر با یکدیگر متفاوت هستند اما هدف مشترک آنها سوق دادن مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای دور از بر ستون، یعنی دور کردن مفصل پلاستیک از نقطه‌ای که مستعد برای شکست ناگهانی به علت معایب احتمالی در جوش، تمرکز تنش به علت وجود سوراخ‌های دسترسی و ورق پشت بند، تقید قابل توجه در محل جوش تیر به ستون و وجود تنش‌های سه محوره می‌باشد. در واقع در اتصالات سخت شده با قوی کردن اتصال، تشکیل مفصل پلاستیک به دور از بال ستون، جایی که شرایط بحرانی بالا وجود ندارد، رخ می‌دهد؛ در حالی که در اتصالات نرم شده با ضعیف کردن ناحیه‌ای دور از بر ستون، مفصل پلاستیک به داخل تیر هدایت می‌شود.

۳-۴-۱- سخت کردن اتصالات

در راهکار اول یعنی سخت کردن اتصال، اتصالات خمشی رایج با اضافه کردن ورق‌های پوششی، ورق‌های کناری، لچکی‌های قائم و یا ماهیچه‌ها تقویت می‌شوند. باسخت کردن اتصال، تنش در جوش اتصال تیر به ستون پایین می‌آید. همچنین با افزایش سختی اتصال امکان وقوع مفصل پلاستیک در نزدیکی ستون کاهش یافته و مفصل به داخل تیر منتقل می‌گردد. به این ترتیب سطح تقاضا در محل اتصال تیر به ستون پایین آمده و جوش کمتر در معرض شکست ترد خواهد بود. در مطالعات انجام شده که در آن به بررسی رفتار اتصالات سخت شده با ورق پوششی پرداخته شده است، نتایج موید این مطلب است که در این نوع اتصال با افزایش سختی اتصال، از شکست ترد اتصال جلوگیری می‌شود. همچنین یانگ و همکاران^۱ و لی و همکاران^۲ رفتار هیسترتیک^۳ اتصالات سخت شده با

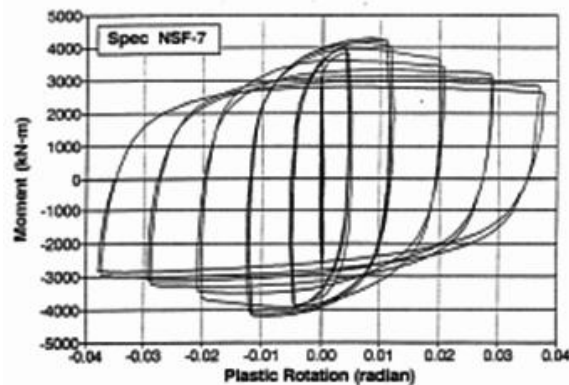
1. Uang et al. 1996
2. Lee et al. 1997
3. hysteretic behavior

ماه‌یچه را با رفتار اتصالات بدون ماه‌یچه مقایسه کرده اند. این بررسی‌ها نشان می‌دهند که سطح تنش در جوش و محل اتصال تیر به ستون با افزودن ماه‌یچه کم می‌شود. نمونه‌هایی از انواع اتصالات خمشی سخت شده در شکل ۲-۳ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳- روش‌های افزایش سختی اتصال خمشی

همچنین شکل ۳-۳ نمونه‌ای از رفتار هیسترتیک اتصال تقویت شده با ورق‌های پوششی را نشان می‌دهد.



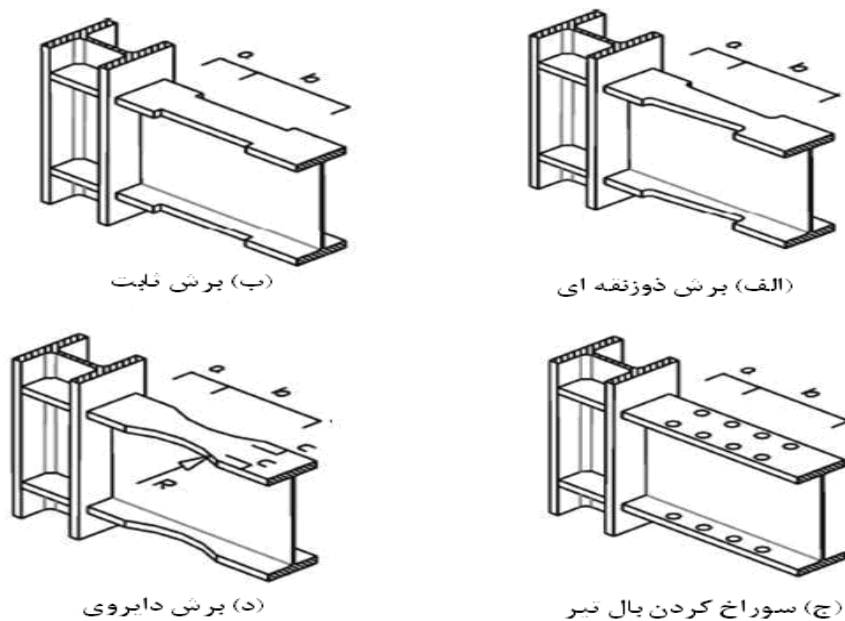
شکل ۳-۳- منحنی هیسترتیک نمونه برای اتصالات تقویت شده با ورق پوششی

همانطور که از شکل ۳-۲ مشخص است، این اتصال سیکل‌های متعدد تغییر شکل غیرالاستیک را تحمل کرده است بدون اینکه گسیختگی در جوش اتصال رخ دهد؛ ولیکن به دلیل وقوع کمانش در تیر، حلقه‌های هیسترتیک پس از مرحله‌ای خاص دچار افت شده‌اند. از معایب روش سخت کردن

اتصالات می‌توان به مصرف بیشتر مصالح، افزایش حجم جوشکاری و به دنبال آن افزایش تنش‌های پسماند اشاره کرد. همچنین در اتصال تیر به ستون رایج در ایران که در آن اتصال تیر به ستون با استفاده از ورق‌های بالایی و پایینی انجام می‌شود، اتصال قادر به تحمل تعداد زیاد سیکل‌های بار نبوده و پس از چند سیکل اول در انتهای ناحیه ورق پوششی تیر دچار گسیختگی شده و ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد.

۳-۴-۲- نرم کردن اتصالات

راهکار دوم اصلاح عملکرد اتصالات خمشی، نرم‌تر کردن بخشی از تیر در نزدیکی اتصال تیر به ستون می‌باشد. اتصال حاصل از این روش به اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و یا به اختصار اتصال (RBS) موسوم است. یکی از روش‌های نرم کردن اتصال، بریدن بال تیر در نزدیکی بر ستون می‌باشد. برش بال تیر می‌تواند به صورت برش ثابت، ذوزنقه‌ای و یا دایروی باشد. روش دیگر نرم کردن اتصال، سوراخ کردن بال تیر و کاهش سطح مقطع آن است؛ این روش به دلیل وقوع تمرکز تنش‌های شدید در اطراف سوراخ‌ها و نیز هزینه نسبتاً بالای سوراخکاری چندان مورد استفاده قرار نگرفته است. روش‌های مختلف نرم کردن اتصال در شکل ۳-۴ نشان داده شده است.



شکل ۳-۴- روش‌های افزایش نرمی اتصال خمشی

۳-۵- انواع اتصالات صلب توصیه شده در آئین نامه FEMA 350

در آئین نامه FEMA 350 [1] پنج نوع اتصال کاملاً صلب جوشی که با روش نرم یا سخت شدن اصلاح شده‌اند مطابق جدول ۳-۲ معرفی شده‌اند.

جدول ۳-۲- اتصالات کاملاً صلب جوشی آئین نامه FEMA 350

نوع قاب	اتصال
معمولی	بال جوش-جان پرچ شده (WUF-B)
معمولی و ویژه	بالهای جوش شده-جان جوش شده (WUF-W)
معمولی و ویژه	بال آزاد (FF)
معمولی و ویژه	مقطع کاهش یافته تیر (RBS)
معمولی و ویژه	ورق بال جوش شده (WFP)

۳-۵-۱- اتصال صلب WUF-W^۱

در این نوع اتصال بال تیر مستقیماً به بال ستون با جوش شیاری متصل گردیده و جان بوسیله ورق برشی به بال ستون جوش داده می‌شود. این نوع اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و معمولی کاربرد دارد و جزئیات طراحی آن در FEMA 350 بطور کامل ارائه شده است. از جمله محدودیت‌های این اتصال میتوان به موارد زیر اشاره کرد.

محدودیت‌های مربوط به طول و ارتفاع تیر:

الف) در قاب‌های خمشی معمولی $L: \text{طول دهانه}$ $\frac{L}{d} \geq 5$

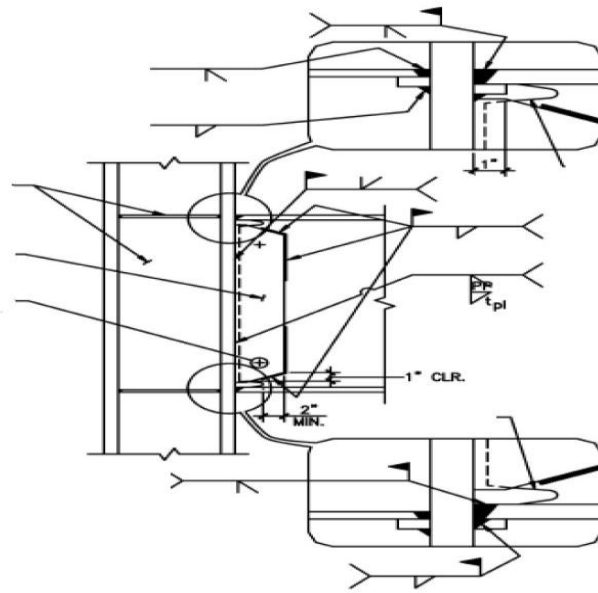
در قاب‌های خمشی ویژه $d: \text{ارتفاع تیر}$ $\frac{L}{d} \geq 7$

محدودیت‌های مربوط به ضخامت بال تیر:

ب) در قاب‌های خمشی معمولی $t: \text{ضخامت بال تیر}$ $t \leq 1'' \text{ or } 1 - \frac{1''}{2}$

در قاب‌های خمشی ویژه $t: \text{ضخامت بال تیر}$ $t \leq 1''$

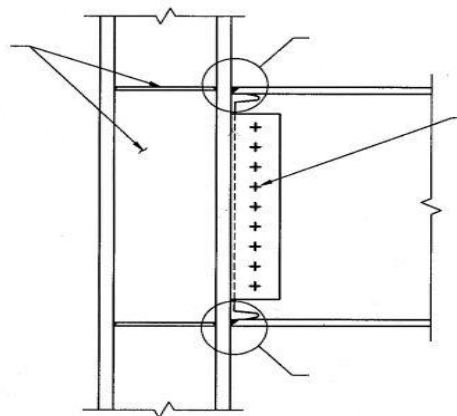
1. Welded Unreinforced Flanges-Welded



شکل ۳-۵- اتصال صلب WUF-W

۳-۵-۲- اتصال صلب WUF-B^۱

در این نوع از اتصال بال تیر مستقیماً به بال ستون با جوش شیاری متصل گردیده و جان تیر بوسیله ورق برشی توسط پیچ به بال ستون متصل می‌گردد. کاربرد این اتصال در قاب‌های خمشی معمولی می‌باشد که محدودیت‌ها و نحوه طراحی این نوع اتصال به طور کامل در این آئین نامه شرح داده شده است. از جمله این محدودیت‌ها حداقل نسبت دهانه به ارتفاع تیر برابر ۷ و ماکزیمم ضخامت بال تیر ۱ اینچ می‌باشد (شکل ۳-۶).



شکل ۳-۶- اتصال صلب WUF-B

1. Welded Unreinforced-Bolted Web

۳-۵-۳- اتصال صلب FF^۱

همانگونه که در شکل (۷-۳) نشان داده شده است، قسمتی از جان تیر بریده شده و بالهای تیر به صورت جداگانه با جوش شیاری به بال ستون متصل می‌شود. این اتصال هم در قاب‌های خمشی معمولی و هم در قاب‌های خمشی ویژه کاربرد دارد و جزئیات طراحی آنها در آئین نامه بطور کامل آمده است. از محدودیت‌های طراحی این اتصال می‌توان موارد زیر را بیان نمود:

الف) نسبت طول دهانه به عمق تیر

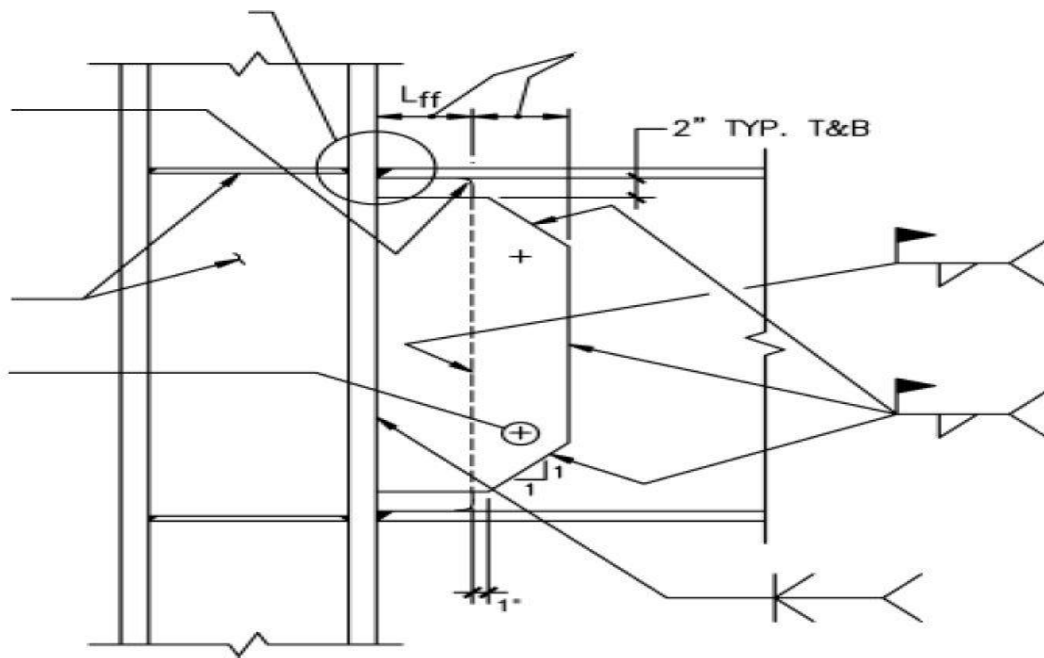
$\frac{L}{d} \geq 5$ در قاب‌های خمشی معمولی L: طول دهانه

$\frac{L}{d} \geq 7$ در قاب‌های خمشی ویژه d: ارتفاع تیر

ب) بیشینه ضخامت بال تیر:

$t \leq 1'' \text{ or } 1 - \frac{1''}{2}$ در قاب‌های خمشی معمولی t: ضخامت بال تیر

$t \leq 1''$ در قاب‌های خمشی ویژه t: ضخامت بال تیر

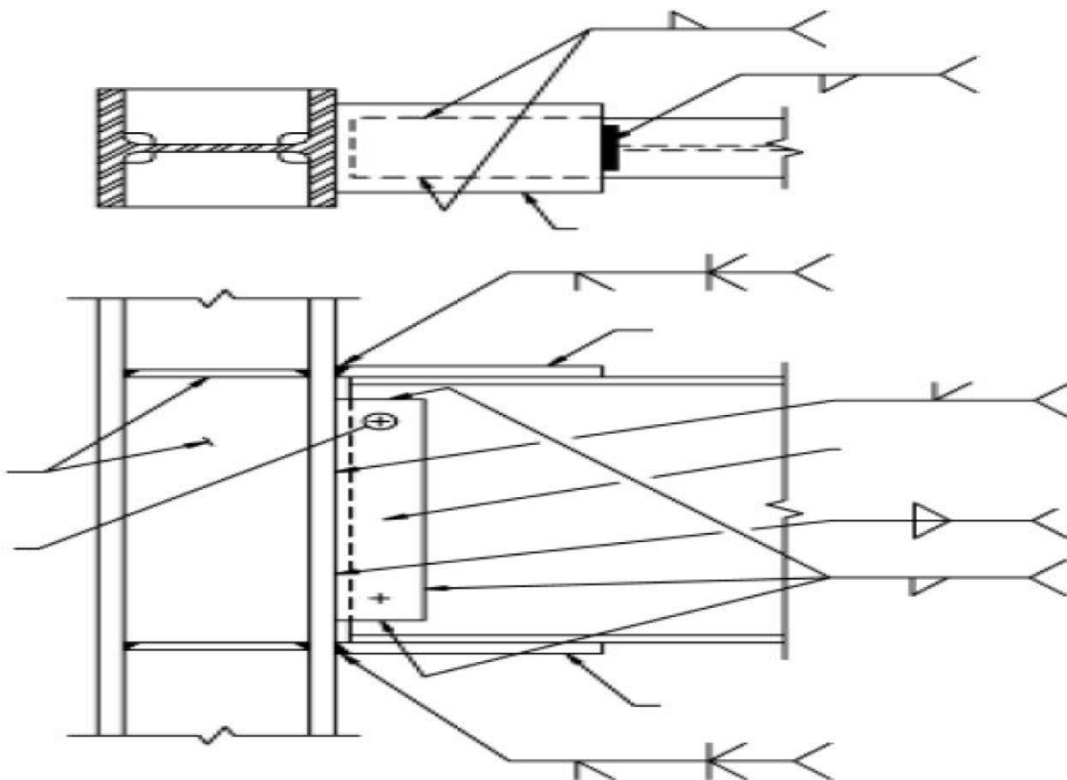


شکل ۳-۷- اتصال صلب FF

1. Free Flange

۳-۵-۴- اتصال WFP^۱

این اتصال تقریباً شبیه به اتصال توصیه شده در آئین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران می‌باشد. این اتصال در قاب‌های خمشی معمولی^۲ و هم در قاب‌های خمشی ویژه^۳ کاربرد دارد. در این اتصال همانطور که در شکل (۳-۸) نشان داده شده است، تیر به صورت غیرمستقیم با ورق‌های اتصال در بالا و پایین تیر به ستون متصل می‌گردد. ورق‌های اتصال نیز با جوش شیاری به بال ستون متصل می‌گردند. اما تفاوتی که از لحاظ شکل ظاهری این اتصال صلب با اتصال آئین نامه ۲۸۰۰ وجود دارد، در شکل ورق اتصال بالایی می‌باشد.

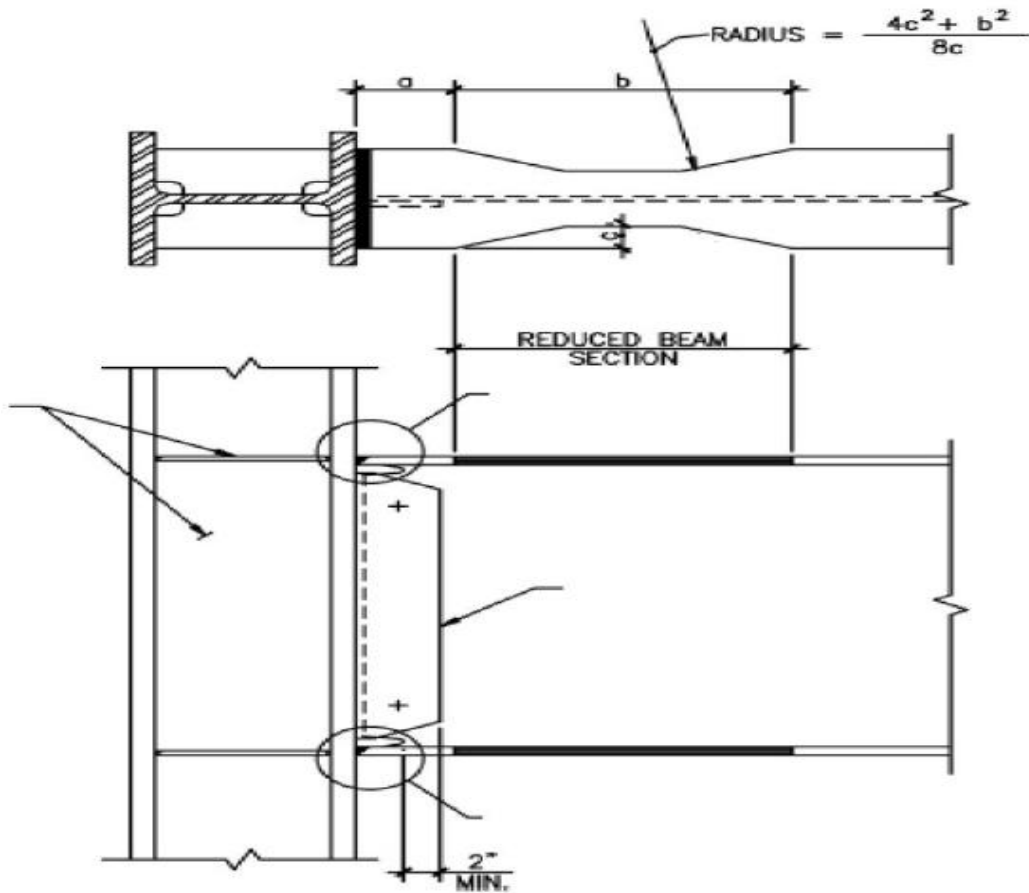


شکل ۳-۸- اتصال صلب WFP

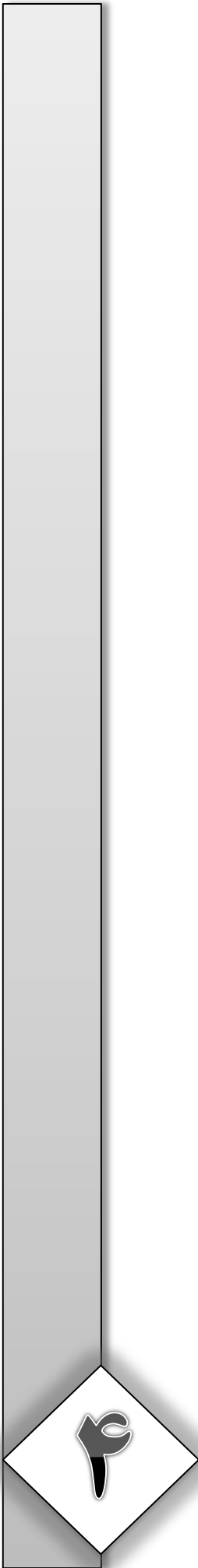
1. Welded Flange Plate
2. Ordinary Moment Frames(OMF)
3. Special Moment Frames(SMF)

۳-۵-۵- اتصال صلب RBS

در این نوع از اتصال تیر بصورت مستقیم با استفاده از جوش شیاری بال تیر به بال ستون متصل می‌گردد و در فاصله‌ای از بر ستون در ناحیه‌ای از تیر، مقطع آن کاهش داده می‌شود تا به این وسیله مفصل پلاستیک در تیر ایجاد گردد (شکل ۳-۹).



شکل ۳-۹- اتصال صلب RBS



بررسی رفتار لرزه‌ای و روابط طراحی اتصالات RBS

۴-۱- مقدمه و تاریخچه

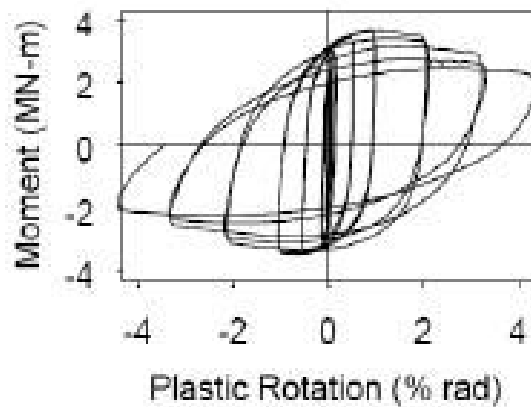
مطالعات تجربی نشان داده اند که اتصال خمشی RBS با برش دایروی به دلیل تغییرات تدریجی در هندسه یکی از کارآمدترین و اقتصادی ترین روشها برای بهبود عملکرد لرزه ای اتصالات خمشی رایج می باشد. آزمایشات مختلف انجام شده روی اتصالات RBS، نشان می دهند که این روش اصلاحی اتصالات تا حد زیادی در جلوگیری از وقوع شکست های زود هنگام موثر بوده اند؛ به گونه ای که اکثر نمونه ها، حتی چرخش پلاستیک بیش از ۳٪ را نیز تحمل کرده اند [7].

چن و همکاران^۱ [14] مطالعاتی روی انعطاف پذیری رفتار اتصالات در برابر بارهای لرزه ای، روی میز لرزان انجام داده اند و پیشنهاد کرده اند که می توان برای افزایش ظرفیت شکل پذیری، سطح مقطع تیر را کاهش داد. تحقیقاتی که همین گروه^۲ [15] روی رفتار دینامیکی اتصالات RBS انجام داده اند، حاکی از آن است که ظرفیت استهلاک انرژی^۳ این اتصالات بیش از اتصالات رایج می باشد.

در تحقیقات آزمایشگاهی که انگلهارت و همکاران^۴ [16] روی اتصالات آزمایشگاهی انجام دادند، روابطی برای طراحی اتصالات RBS ارائه کردند. همچنین این آزمایشات نشان داد که اتصالات RBS با برش دایروی رفتار بهتری نسبت به اتصالات RBS با برش ثابت دارند و می توانند تعداد زیادی سیکل بارگذاری را بدون افت شدید مقاومت تحمل کنند. تحقیقات چن و همکاران^۵ به منظور افزایش شکل پذیری اتصالات RBS، از روش برش دوزنقه ای استفاده کرد. نمونه ای از منحنی های هیسترتیک

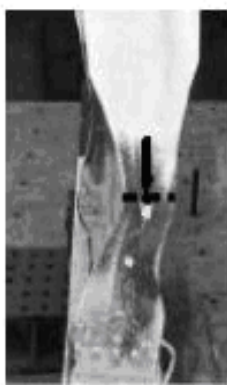
1. Chen et al.1996
2. Chen et al.1999
3. Energy dissipation capacity
4. Engelhardt et al.1998
5. Chen et al.2001

اینگونه اتصالات در شکل ۴-۱ نشان داده شده است. بررسی منحنی هیسترتیک نمونه اتصالات RBS کارایی این روش در افزایش میزان شکل پذیری و همچنین افزایش قابلیت استهلاک انرژی را به صراحت نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱- منحنی هیسترتیک نمونه برای اتصالات RBS

نکته مهمی که از مقایسه این منحنی‌ها استنباط می‌شود آن است که، اتصالات متعارف تا لحظه انهدام دارای حلقه‌های هیسترتیک افزایش یابنده هستند، در صورتی که حلقه‌های هیسترتیک مربوط به اتصالات اصلاح شده بعد از حد مشخصی، روند افزایشی خود را از دست داده و به تدریج افت می‌کنند. افت حلقه‌های هیسترتیک در اتصالات RBS به علت وقوع ترکیبی از مودهای کمانشی موضعی بال و جان به همراه کمانش جانبی می‌باشد (در شکل ۴-۲ نمونه‌های کمانش یافته در انتهای آزمایش انگلهارت و همکاران نشان داده شده است).



(ب) کمانش جانبی



(الف) کمانش موضعی بال و جان

شکل ۴-۲- نمونه‌های کمانش یافته در آزمایش Engelhardt

در واقع در اثر برش بخشی از بال تیر، مقاومت تیر در مقابل کمانش جانبی- پیچشی و نیز مقاومت جان در مقابل کمانش موضعی کاهش یافته و تیر دچار کمانش به صورت ترکیبی از مودهای مختلف کمانش جانبی و موضعی می‌گردد. وقوع کمانش در تیر نیز منجر به افت ظرفیت باربری اتصال می‌شود. افت مقاومت ناشی از وقوع کمانش در تیر گاهی اوقات غیر قابل قبول است. به عنوان مثال با توجه به شکل ۴-۲ اگر چه نمونه‌ها به حداقل ظرفیت چرخش پلاستیک ۳٪ رسیده اند، ولی رسیدن به این حد، زمانی قابل پذیرش است که افت مقاومت نمونه بیش از ۲۰٪ نباشد (مطابق با مقررات لرزه‌ای AISC 2005) [17]. این در حالی است که مقاومت نمونه‌های آزمایشگاهی شکل ۴-۲ در لحظه رسیدن به چرخش پلاستیک ۳٪ بیش از ۲۰٪ افت کرده اند.

تا کنون مطالعات متعددی جهت شناخت عوامل کلیدی در ناپایداری تیرهای با اتصالات RBS انجام شده است. نسبت لاغری جانبی تیر و نسبت لاغری موضعی بال و جان تیر از جمله عواملی بوده اند که بیش از همه نظر محققان را به خود جلب کرده است. مطالعات آماری جامعی توسط فان^۱ و یانگ^۲ به روش رگرسیون^۳ روی داده‌های آزمایشگاهی انجام شده است [18]. ایشان اظهار کرده اند که رفتار تناوبی تیرهای با اتصال RBS عمدتاً تحت تاثیر کمانش موضعی جان می‌باشد.

عامل دیگری که تاثیر به سزایی در مود خرابی اتصال خمشی RBS دارد، مقاومت چشمه اتصال تیر - ستون می‌باشد. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد، اتصال تیر- ستون با ناحیه چشمه اتصال ضعیف، تغییر شکل برشی زیادی ایجاد می‌کند که منجر به شکست ترد جوش اتصال تیر به ستون می‌گردد. در نتیجه، علیرغم قابلیت ناحیه چشمه اتصال ضعیف در استهلاک انرژی، استفاده از آن در سازه‌ها پیشنهاد نمی‌شود. در مقابل، با وجود ناحیه چشمه اتصال قوی امکان وقوع شکست، کاهش یافته ولی وقوع ناپایداری در تیر، خصوصاً تیرهای با اتصال RBS، بسیار محتمل تر است. مطالعات نشان می‌دهد استفاده از نواحی چشمه اتصال نسبتاً قوی عملکرد سازه را ارتقا می‌دهد. بنابراین محققین پیشنهاد می‌کنند از چشمه اتصال متعادل استفاده شود، تا از وقوع شکست در جوش و ناپایداری در تیر جلوگیری شود.

1. Fan
2. Uang
3. Regression method

قبل از زلزله Northridge، لاغری‌های موضعی و طول مهار نشده با توجه به ضوابط موجود در زمینه عملکرد شکل پذیر قاب‌های خمشی فولادی مورد ارزیابی قرار می‌گرفتند. زلزله Northridge این نگرش را از بین برد. مطالعات محدودی در زمینه لزوم تغییر مقررات لاغری انجام شده است. مقررات لرزه‌ای (AISC 2005) تأمین مهار جانبی در تمامی مفاصل پلاستیک و نیز مابین آنها را ضروری می‌داند. طول مهار نشده بین مفاصل پلاستیک نباید بیشتر از $(17225r_y)/f_y$ باشد. در بسیاری از اتصالات خمشی، مفصل پلاستیک تیر در محاذات بر ستون رخ می‌دهد، و ستون و اتصال برای مفصل پلاستیک به عنوان مهار جانبی محسوب می‌شوند.

برخی از اتصالات اصلاح شده پس از زلزله Northridge باعث راندن مفصل پلاستیک به داخل تیر و دور از بر ستون شده اند. تأمین مهار جانبی در این مفاصل پلاستیک مشکل و پرهزینه است. بنابراین تحقیقاتی مبنی بر ضرورت وجود این مهارهای جانبی صورت گرفته است. یو و همکاران^۱ آزمایشاتی روی رفتار اتصال خمشی RBS با مهار جانبی در ناحیه بریده شده تیر و بدون آن انجام داده اند [20]. نتایج حاکی از آن است که در اتصالات بدون مهار جانبی در ناحیه بریده شده، افت ظرفیت باربری بیشتر و سخت شوندگی کرنشی کمتر است، با این حال عملکرد آنها قابل قبول می‌باشد. گزارشات پس از زلزله (Kobe 1995) حاکی از آن است که سازه‌های زیادی دچار تغییر شکل‌های بزرگ و کمانش موضعی شده اند. اما مدارک چندانی دال بر خرابی ناشی از کمانش جانبی-پیچشی دیده نمی‌شود. به علاوه مهندسان ژاپنی طول مهار نشده بیشتری نسبت به آنچه در (AISC 2002) [19] مقرر شده است به کار می‌برند. تحلیل‌های عددی نشان می‌دهند که تقید محوری ایجاد شده توسط دال بتنی افت ظرفیت باربری را کاهش می‌دهد. نتایج نشان می‌دهند که لاغری بال و طول مهار نشده تیر از اهمیت کمتری برخوردارند، در صورتی که لاغری جان کمیتی حایز اهمیت است.

داده‌های آزمایشگاهی موجود نشانگر آن است که جان‌ها و بال‌های ضخیمتر می‌توانند زاویه چرخش پلاستیک بیشتری را تأمین کنند ولیکن پراکندگی داده‌ها مانع از بیان حد منطقی در این

1. Yu et al.2000

زمینه می‌شود. در نتیجه ضوابط مربوط به لاغری بال و طول مهار نشده تا کنون تغییری نکرده‌اند. به نظر می‌رسد لاغری جان h/tw اثر زیادی روی عملکرد اتصال داشته باشد. تحقیقات نشان داده است که نسبت h/tw باید کمتر از $418/\sqrt{F_y}$ باشد.

۴-۲-۴- روش طراحی قاب‌های فولادی با اتصالات صلب RBS

در این فصل به روش طراحی قاب‌ها و اتصالات آنها پرداخته می‌شود. طراحی قاب‌ها بر اساس مقررات لرزه‌ای (AISC 2005) و طراحی اتصالات آنها بر اساس مقررات AISC 258-2005 انجام می‌گیرد.

۴-۲-۴-۱- طراحی قاب‌ها

طراحی قاب‌ها بر اساس آیین نامه AISC-LRFD 2005 و مقررات لرزه‌ای آن بر اساس AISC 2005 SEISMIC PROVISION انجام شده است. سیستم قاب خمشی از نوع قاب خمشی ویژه انتخاب شده است.

۴-۲-۴-۲- طراحی تیر

مقاطع استفاده شده برای تیرها IPE می‌باشد. این مقطع مقررات AISC را برای مقطع تیرها ارضا می‌کند. طبق مقررات لرزه‌ای AISC تیرها باید فشرده لرزه‌ای باشند.

۴-۲-۴-۲-۱- محدودیت تیرها بر اساس مقررات AISC

تیرها باید محدودیت‌های زیر را تأمین نمایند :

- ارتفاع تیرها نباید بیش از 100 cm باشد.
- وزن واحد طول تیر نباید بیش از 447 kg/m باشد.
- ضخامت بال تیر نباید بیش از 44.5 mm باشد.
- در قاب‌های خمشی ویژه طول دهانه خالص به ارتفاع تیر حداقل باید برابر 7 باشد.

۴-۲-۲-۲- معیارهای لاغری تیرها

مطابق با مقررات لرزه‌ای AISC، مقاطع مورد استفاده برای تیرها باید فشرده لرزه‌ای باشند. به عبارت دیگر نسبت‌های لاغری بال تیر، $b/2t_f$ ، لاغری جان تیر، h/t_w ، و لاغری جانبی تیر L/r_y ، نباید از مقادیر مجاز که به ترتیب عبارتند از $0.3\sqrt{(E/F_y)}$ و $2.45\sqrt{(E/F)}$ و $0.086E/F_y$ تجاوز نمایند.

۴-۲-۲-۳- مهار جانبی تیرها

مطابق مقررات لرزه‌ای AISC هر دو بال تیر باید دارای مهار جانبی باشند و حداکثر فاصله بین دو مهار جانبی نباید از مقدار $(0.086 r_y E)/F_y$ تجاوز کند. طبق همین مقررات برای قاب‌های خمشی ویژه، فاصله اولین مهار جانبی از انتهای قسمت RBS که از بر ستون دورتر است، نباید بیش از $d/2$ باشد، که d ارتفاع تیر می‌باشد.

۴-۲-۳- طراحی ستون‌ها

مقاطع استفاده شده برای ستون‌ها IPB می‌باشند. این مقطع مقررات AISC برای مقطع ستون‌ها را ارضاء می‌کند.

۴-۳-۱- محدودیت ستون‌ها بر اساس مقررات AISC

- ستون‌ها باید محدودیت‌های زیر را تأمین کنند.
- تیرها باید به بال ستون‌ها متصل شوند.
 - ارتفاع ستون‌ها نباید از 100 cm تجاوز کند.
 - محدودیت واحد وزن طول برای ستون‌ها وجود ندارد.
 - محدودیت برای ضخامت بال ستون‌ها وجود ندارد.

۴-۲-۳-۲- معیارهای لاغری ستون ها

طبق مقررات لرزه‌ای AISC، مقاطع مورد استفاده برای ستون‌ها باید فشرده لرزه‌ای باشند، به عبارت دیگر نسبت لاغری بال ستون، $b/2t_f$ نباید از مقدار مجاز $0.3\sqrt{E/F_y}$ تجاوز کند. همچنین نسبت لاغری جان ستون h/t_w نباید از مقدار λ_{ps} که از روابط زیر بدست می‌آید تجاوز نماید.

برای $Ca \leq 0.125$.

$$\lambda_{ps} = 3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1 - 1.54Ca)} \quad (۱-۴)$$

برای $Ca > 0.125$.

$$\lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y} (2.33 - Ca)} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۲-۴)$$

که در رابطه فوق $Ca = P_u/0.9P_y$

P_u : مقاومت فشاری مورد نیاز

P_y : مقاومت تسلیم فشاری

۴-۲-۴- طراحی اتصالات

اتصالات بر اساس مقررات AISC که در استاندارد AISC 358-05 مقرر شده است، طراحی می‌گردند.

۴-۲-۴-۱- طراحی ناحیه بریده شده تیر (ناحیه RBS)

مطابق با استاندارد AISC 358-05 باید از برش دایروی برای کاهش سطح مقطع در ناحیه

بریده شده استفاده کرد مراحل طراحی بصورت زیر می‌باشد:

(۱) انتخاب مقادیر a و b و c (شکل ۳-۱) که باید در محدوده مقرر شده در این استاندارد قرار

داشته باشد. این محدوده به قرار زیر است:

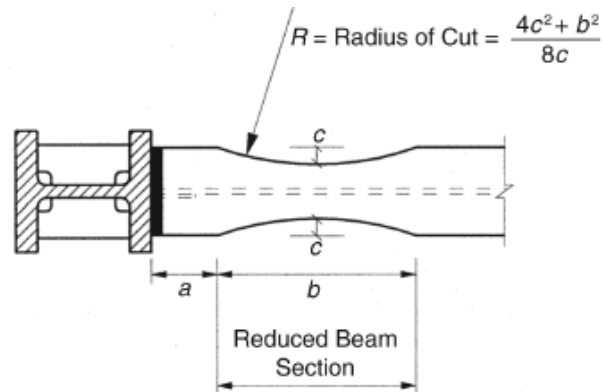
$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (۳-۴)$$

که در آن:

b_{bf} عرض بال تیر، d عمق تیر و a و b و c در شکل (۳-۴) نشان داده شده اند.



شکل ۳-۴- پارامترهای موجود در اتصال RBS

(۲) محاسبه مدول پلاستیک در مرکز قسمت RBS از رابطه زیر بدست می آید:

$$Z_e = Z_x - 2Ct_{bf}(d - t_f) \quad (۴-۴)$$

که در آن:

Z_e : مدول پلاستیک در مرکز قسمت RBS، حول محور قوی

Z_x : مدول پلاستیک کل مقطع حول محور قوی

t_{bf} : ضخامت بال تیر

(۳) محاسبه بیشینه لنگر محتمل در مرکز قسمت RBS از رابطه زیر:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_e \quad (۵-۴)$$

که در آن:

M_{pr} : بیشینه لنگر محتمل در مرکز قسمت RBS

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم که مقدار آن برابر ۱,۱ در نظر گرفته

می شود.

C_{pr} : ضریبی است که برای در نظر گرفتن مقاومت حداکثر اتصال، شامل سختی کرنشی، قید محلی،

تقویت اضافی و دیگر شرایط اتصال می باشد که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (6-4)$$

۴) محاسبه نیروی برشی در مرکز قسمت RBS در هر دو انتهای تیر:

برای محاسبه نیروی برشی در مرکز قسمت تقویت شده باید ابتدا دیاگرام آزاد تیر را مطابق شکل (۳-)

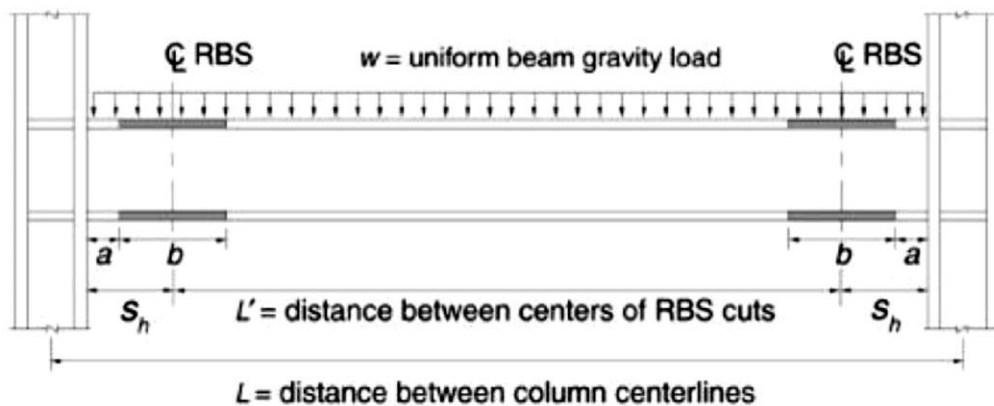
۲) رسم کرد و لنگر مرکز قسمت RBS را M_{pr} در نظر گرفت. سپس با استفاده از ترکیب بار مرده و

زنده ($1.2DL+0.5LL$) مقادیر برش را با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

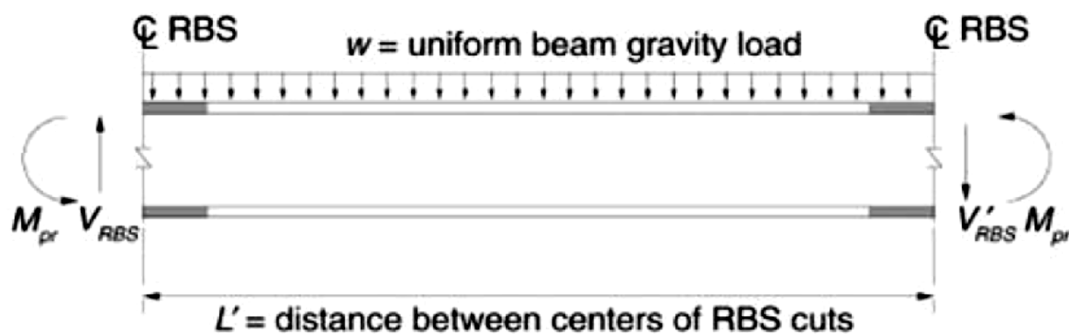
$$W = 1.2D + 0.5L \quad (7-4)$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L'} - \frac{WL'}{2} \quad (8-4)$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L'} + \frac{WL'}{2} \quad (9-4)$$



شکل ۴-۴-الف - تیر با اتصال RBS تحت بار ثقیلی



شکل ۴-۴-ب - دیاگرام آزاد تیر بین دو ناحیه برش خورده جهت محاسبه برش در ناحیه RBS

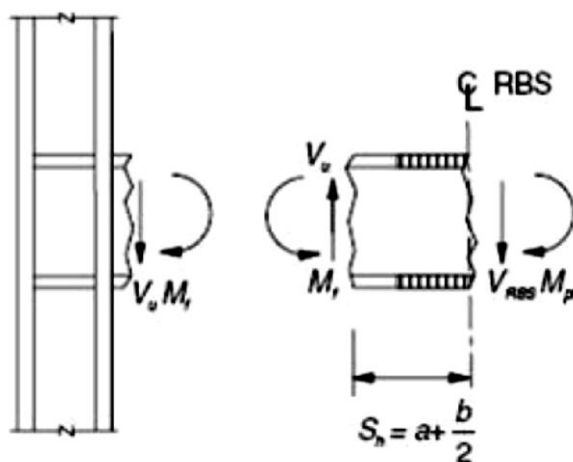
۵) محاسبه بیشینه لنگر محتمل در بر ستون

بیشینه لنگر محتمل در بر ستون باید از دیاگرام آزادی مطابق شکل (۳-۳) و رابطه زیر بدست آید:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (10-4)$$

که M_f بیشینه لنگر محتمل در بر ستون می‌باشد و V_{RBS} از مرحله قبل بدست می‌آید و:

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (11-4)$$



شکل ۴-۵- دیاگرام آزاد جهت محاسبه بیشینه لنگر محتمل در بر ستون

۶) محاسبه لنگر پلاستیک بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار:

$$M_{pe} = Z_y R_y F_y \quad (12-4)$$

که M_{pe} لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر می‌باشد.

۷) پس از محاسبه M_f و M_{pe} ، باید رابطه برقرار باشد در غیر اینصورت باید مقادیر a و b و c را

تغییر داد و مراحل ۱ تا ۷ را دوباره انجام داد.

$$M_f \leq M_{pe} \quad (13-4)$$

۴-۲-۲-۴- تعیین مقاومت برشی مورد نیاز

برای تعیین مقاومت برشی مورد نیاز تیر و اتصال تیر به ستون از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_u = \frac{Z M_{pr}}{L'} + V_{gravity} \quad (14-4)$$

V_u : مقاومت برشی مورد نیاز تیر و اتصال تیر به ستون

L' : فاصله بین مرکز دو قسمت RBS

$V_{gravity}$: نیروی برشی در اثر ترکیب بار $1.2DL+0.5LL$

۴-۲-۳-۴- مقاومت ناحیه چشمه اتصال

مطالعات مصلحی تبار و همکاران^۱ [21] نشان می‌دهد، رفتار اتصالات با چشمه اتصال متعادل مناسب است. در چشمه اتصال متعادل، اختلاف زیادی بین مقاومت برش نهایی با برش موجود وجود ندارد. به عبارت دیگر، نسبت مقاومت برش نهایی به برش موجود نزدیک به یک است. بنابراین در این تحقیق ضخامت چشمه اتصال طوری در نظر گرفته می‌شود که تمامی نمونه‌ها، اتصالاتی با چشمه اتصال متعادل داشته باشند.

مطابق مقررات لرزه‌ای AISC 2005 مجموع ضخامت‌های جان ستون و ورق‌های مضاعف نباید کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد:

$$t \geq (dz + Wz)/90 \quad (15-4)$$

که در روابط فوق:

t : مجموع ضخامت ستون و ورق‌های مضاعف

dz : ارتفاع چشمه اتصال ورق‌های پیوستگی

Wz : عرض چشمه اتصال بین بال‌های ستون

برای سنجش میزان مقاومت ناحیه چشمه ستون، نیروی برشی موجود در ناحیه چشمه، V_r ، با مقاومت برشی نهایی این ناحیه V_y ، بر اساس مقررات لرزه‌ای AISC 2005 مقایسه شود. مقاومت برشی نهایی ناحیه چشمه مطابق با ضوابط لرزه‌ای AISC 2005 برابر است با:

$$V_y = 0.6F_y d_c t_{pz} \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_{pz}}\right) \quad (16-4)$$

برش موجود در ناحیه چشمه نمونه‌های با پاره سازی کناری و نمونه با پاره سازی میانی به

ترتیب از معادلات زیر حاصل می‌شود:

$$V_r = \beta_E M_p \left[\frac{1}{0.95 d_b} - \frac{L_b + \frac{d_c}{2}}{L_b} \cdot \frac{1}{H} \right] \quad (17-4)$$

$$V_r = 2\beta_E M_p \left[\frac{1}{0.95 d_b} - \frac{L_b + \frac{d_c}{2}}{L_b} \cdot \frac{1}{H} \right] \quad (18-4)$$

در این روابط :

F_y : تنش تسلیم جان ستون

M_p : ظرفیت خمش پلاستیک مقطع تیر

L_b : طول تیر از بر ستون

H : ارتفاع ستون

t_{cf} : ضخامت بال ستون

t_{pz} : ضخامت ناحیه چشمه اتصال

b_{cf} : عرض بال ستون

d_b : ارتفاع تیر

d_c : ارتفاع ستون

در معادلات بالا پارامتر $\beta_E M_p$ خمش ایجاد شده در بر ستون می‌باشد. β_E معمولا بین ۰,۸۵ تا

۱ متغیر است. برای طراحی اولیه مقدار ۰,۸۵ مقدار مناسبی است. همانگونه که در روابط مشخص

است، در کلیه نمونه‌ها، نیروی برشی موجود در ناحیه چشمه اتصال، بسیار به مقاومت نهایی مربوطه

نزدیک و از این رو، این نمونه‌ها، نمونه‌هایی با چشمه اتصال متعادل می‌باشند. به دلیل مناسب بودن

رفتار اتصالات با چشمه متعادل، ضخامت چشمه اتصال طوری در نظر گرفته شده است که تمامی

نمونه‌ها، اتصالاتی با چشمه اتصال متعادل باشند.

۴-۲-۵- طراحی ورق‌های پیوستگی^۱

بدون استفاده از ورق‌های پیوستگی احتمال خمش موضعی بال ستون در اثر کشش اعمال شده از بال تیر و نیز جاری شدن موضعی جان ستون در اثر نیروی متمرکز فشاری منتقل شده از بال تیر به ستون وجود دارد. مطابق با مقررات AISC 358 [22]، موارد فوق، با استفاده از روابط زیر کنترل می‌گردد.

$$T_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.3 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (۱۹-۴)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (۲۰-۴)$$

که در معادلات بالا :

t_{cf} : حداقل ضخامت مورد نیاز برای بال ستون، بدون ورق پیوستگی

b_{bf} : عرض بال تیر

t_{bf} : ضخامت بال تیر

F_{yb} : تنش تسلیم بال تیر

F_{yc} : تنش تسلیم بال ستون

R_{yb} : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار تیر به حداقل تنش تسلیم تیر

R_{yc} : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار ستون به حداقل تنش تسلیم ستون

در صورتی که ضخامت بال ستون از مقدار t_{cf} کمتر باشد، باید از ورق‌های پیوستگی به صورت زیر استفاده کرد:

- برای اتصالات خارجی (اتصالاتی که در آنها از یک طرف تیر به ستون متصل شده است) ضخامت ورق پیوستگی باید نصف ضخامت بال باشد.
- برای اتصالات داخلی (اتصالاتی که در آنها از دو طرف تیر به ستون متصل شده است) ضخامت ورق پیوستگی باید حداقل برابر ضخامت بال تیر باشد.

1. continuity plates

همچنین طبق مقررات AISC سطح مقطع ورق‌های پیوستگی نباید کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد:

$$P_{bf} = 6.25t_{cf}^2 F_{yc} \quad (۲۱-۴)$$

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{pz} (t_{pf} + S_k)}{F_{yst}} \quad (۲۲-۴)$$

که در معادلات فوق :

P_{bf} : نیروی منتقل شده از بال تیر به بال ستون که می‌تواند بصورت $\frac{M_{pd}}{d_b}$ تخمین زده شود. (M_{pd} و d_b

به ترتیب لنگر پلاستیک و عمق کلی تیر می‌باشند).

K : فاصله دورترین تار مقطع تا انتهای ماهیچه اتصال بال به جان

t_{pz} : ضخامت ناحیه چشمه ستون

t_{pf} : ضخامت قطعه منتقل کننده نیروی فشاری

F_{yc} و F_{yst} : به ترتیب تنش تسلیم ستون و ورق‌های پیوستگی

در صورتی که نتیجه حاصل از معادله بالا عددی مثبت باشد، سطح مقطع لازم برای ورق

پیوستگی را نشان می‌دهد. همانطور که در مشخصات نمونه‌ها پیداست در کلیه نمونه‌ها باید از ورق

پیوستگی استفاده کرد. از طرفی نتایج تحقیقاتی که پیف و همکاران^۱ انجام داده‌اند، حاکی از آن است

که ورق‌های پیوستگی نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی ایفا می‌کنند و از خمش بال

ستون جلوگیری می‌کنند و توصیه می‌کنند همواره در قاب‌های خمشی از ورق‌های پیوستگی استفاده

شود. بنابراین در این تحقیق برای کلیه اتصالات ورق پیوستگی طراحی شده است.

1. Popov et al.1987

۴-۲-۶- کنترل معیار ستون قوی - تیر ضعیف

بر طبق مقررات AISC رابطه زیر باید در محل اتصال تیر به ستون برقرار باشد:

$$\frac{\sum M_{PC}^*}{\sum M_{PB}^*} > 1.0$$

که در رابطه فوق، $\sum M_{PC}^*$ مجموع لنگرهای خمشی در بالا و پایین محل برخورد محور میانی تیر- ستون می باشد. استفاده از رابطه $\sum M_{PC}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$ مجاز می باشد. که در آن A_g و F_{yc} و P_{uc} و Z_c به ترتیب عبارتند از سطح مقطع کل ستون، تنش تسلیم ستون، مقاومت فشاری لازم برای ستون و مدول پلاستیک مقطع ستون.

$\sum M_{PB}^*$ مجموع لنگرهای خمشی تیرها در محل برخورد محور میانی تیر و ستون می باشد. زمانی که از اتصال RBS استفاده می شود، می توان از رابطه $\sum M_{PB}^* = \sum (M_{pr} + M_v)$ استفاده نمود. طبق مقررات AISC 2005 در این رابطه M_{pr} ، بیشینه لنگر محتمل در مرکز قسمت RBS است که از رابطه بالا قابل محاسبه است. پارامتر M_v ، لنگر خمشی اضافی از انتقال برش موجود در محل تشکیل مفصل پلاستیک به محل برخورد محور میانی تیر و ستون می باشد که از رابطه $M_v = V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$ قابل محاسبه است، که در این رابطه، V_{RBS} برش در مرکز قسمت RBS که از رابطه بدست می آید، d_c ارتفاع ستون و مقادیر a و b در شکل ۱-۳ مشخص شده اند.



نحوه مدل‌سازی اتصالات RBS در نرم افزار ABAQUS

۵-۱- مقدمه

مطالعات آزمایشگاهی بر روی اتصالات RBS با برش شعاعی^۱ نشان می‌دهد که این اتصالات دارای شکل پذیری فوق العاده ای هستند [16]. ناحیه‌ی RBS با عملکرد پلاستیک خود، انرژی به مراتب بیشتری نسبت به مفصل با طول محدود بر ستون، جذب کرده و مفصل نامحدود کنترل شده‌ای با شکل پذیری فوق العاده بوجود می‌آورد که منجر به افزایش پیوند و ضریب رفتار سازه می‌گردد. بعلاوه، مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی این اتصالات، تحت بارهای چرخه‌ای، نشان می‌دهد که مقاومت نهایی این اتصالات، نسبت به اتصالات خمشی معمولی تقریباً بدون تغییر باقی می‌ماند، سختی، فقط اندکی تغییر می‌کند و ظرفیت چرخش پلاستیک می‌تواند تا چند برابر افزایش یابد.

با استفاده از این اتصالات، استعداد شکست ناشی از حساسیت جوشکاری و تمرکز تنش در اثر تغییر ناگهانی هندسه، به حداقل رسیده و ظرفیت اتلاف انرژی نیز بهبود می‌یابد. اجرای اتصالات استخوانی با واداشتن تسلیم، به وقوع درتیر، باعث کاهش حساسیت جوشکاری و ممانعت از تمرکز تنش بر روی جوش‌ها گردیده و سبب قابل اطمینان‌تر شدن اتلاف انرژی می‌شود.

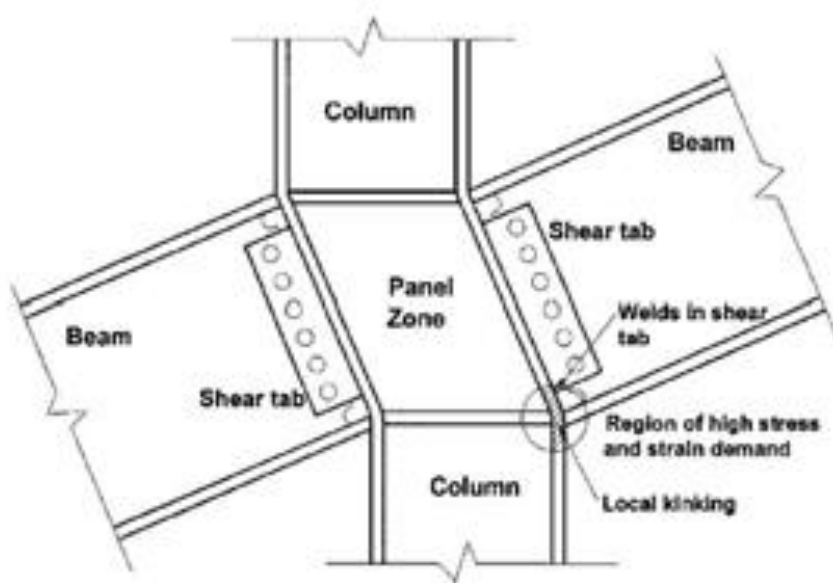
هدف تحقیق حاضر، مطالعه پارامتریک تحلیلی بر روی این نوع اتصال جهت دستیابی به ابعاد بهینه برش به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای این نوع اتصال در قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد. همچنین در این مقاله مزایا و معایب این اتصال و رفتار آن در بارگذاری رفت و برگشتی شبه لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. به همین منظور پارامترهای برش محلی در تیر برای ایجاد اتصال، به صورت گام به گام

۱. اتصال استخوانی

تغییر می‌یابند و تغییر عملکرد اتصال با تغییر پارامترهای برش، به صورت جدول ارائه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در نهایت با بررسی اطلاعات خروجی از مطالعات پارامتریک، پارامترهای بهینه برش در تیر برای ایجاد اتصال مشخص می‌شود. همچنین اتصال فوق الذکر و اتصالات مشابه با آن در موارد مختلفی با یکدیگر مقایسه می‌گردند.

۲-۵- معرفی چشمه اتصال

طبق تعریف آیین نامه لرزه‌ای ۲۸۰۰ [22] چشمه اتصال بخشی از ستون در محل اتصال است که در مقابل تیر قرار می‌گیرد. عملکرد اتصال در بارگذاری تا حدی وابسته به رفتار چشمه اتصال است. با افزایش بارگذاری، رخ دادن اولین تسلیم در چشمه اتصال، تیر یا ستون نشان دهنده حالات مختلف عملکرد اتصال است. طبقه بندی ارائه شده برای چشمه اتصال بر اساس مقاومت برشی آن در برابر بارهای وارده بر اتصال می‌باشد که معمولاً به سه درجه کلی چشمه اتصال ضعیف، متوسط و قوی دسته بندی می‌شوند. تسلیم معمولاً از مرکز چشمه اتصال شروع شده و در چهار گوشه آن پیشروی می‌کند. تغییر شکل کلی چشمه اتصال به طریقی است که از حالت مستطیل به حالت متوازی الاضلاع پیش می‌رود.

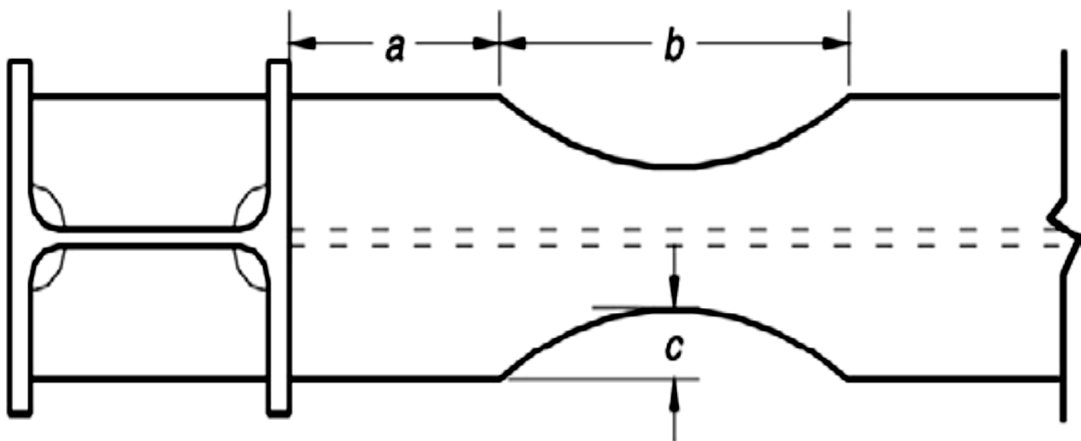


شکل ۵-۱- تغییر شکل اتصال در برابر نیروهای وارده

مطالعات انجام شده مشخص کرده است که بهترین رفتار اتصال زمانی رخ می‌دهد که ظرفیت برشی چشمه اتصال با ظرفیت خمشی تیر تقریباً یکسان باشد یا حداقل ظرفیت برشی چشمه اتصال از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر کمتر نباشد. بر طبق توصیه‌های آژانس مدیریت بحران فدرال نیز همزمان با تسلیم خمشی تیر، تسلیم برشی چشمه اتصال باید آغاز شود. بهترین رفتار چشمه اتصال بر اساس حالت‌های فوق‌الذکر در یک چشمه اتصال متوسط رخ می‌دهد. یک چشمه اتصال متوسط ضمن شرکت داشتن در پلاستیسیته و داشتن سهم مناسبی از اتلاف انرژی و دوران پلاستیک، از کماتش‌های موضعی و پیچشی تیر می‌کاهد

۳-۵- طراحی نمونه‌ها

شکل ۵-۲ یک اتصال کاهش یافته با برش شعاعی را نشان می‌دهد

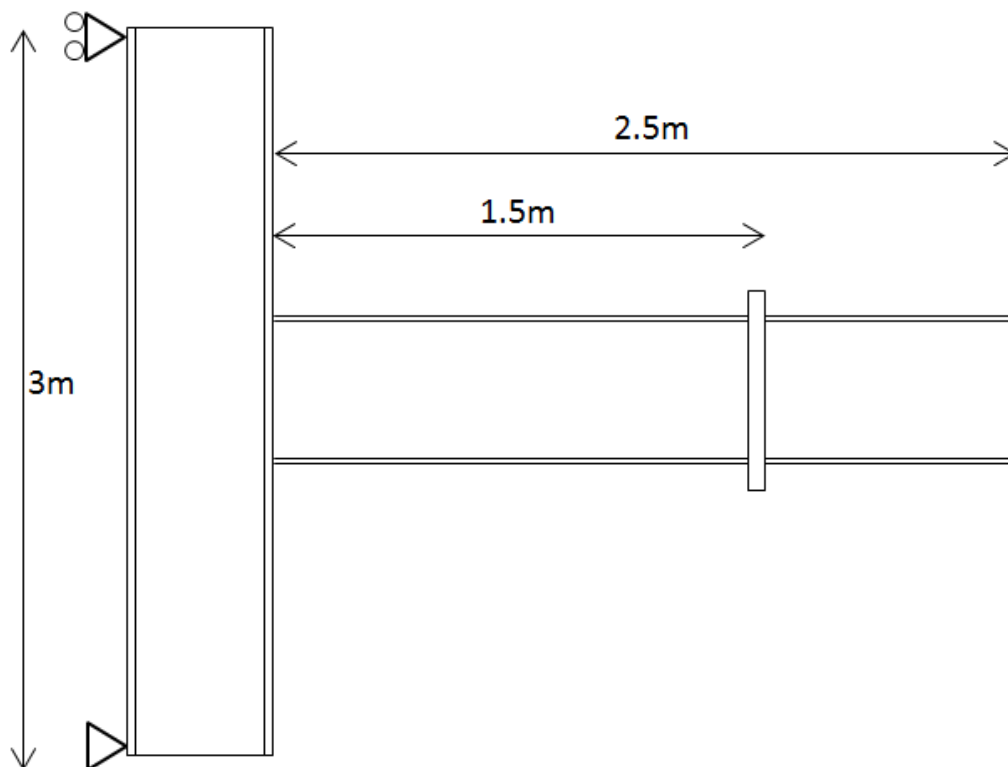


شکل ۵-۲- اتصال استخوانی^۱ و پارامترهای برش آن

پارامترهای برش عبارتند از: a : فاصله ی برش از بر ستون، b : طول منطقه ی اعمال برش و c : عمق برش. کلیه نمونه‌ها به صورت یک تیر طره با مقطع IPE 400 به طول ۲,۵ متر از بر ستون در نظر گرفته شده اند و به وسط یک ستون با مقطع IPB 360 به ارتفاع ۳ متر گیردار گردیده اند. ستون از یک طرف مفصلی است و از طرف دیگر تکیه‌گاه غلطکی دارد. مقاطع تیر و ستون به کار گرفته شده در طول مطالعه پارامتریک ثابت فرض می‌گردند. جهت مهار جانبی تیر و محدود کردن حرکت آن به

1. Dogbone

بالا و پایین در یک صفحه عمودی فرضی، مهار جانبی به فاصله ۱,۵ متر از بر ستون اعمال گردید [19].



شکل ۵-۳- مشخصات نمونه‌های مورد مطالعه

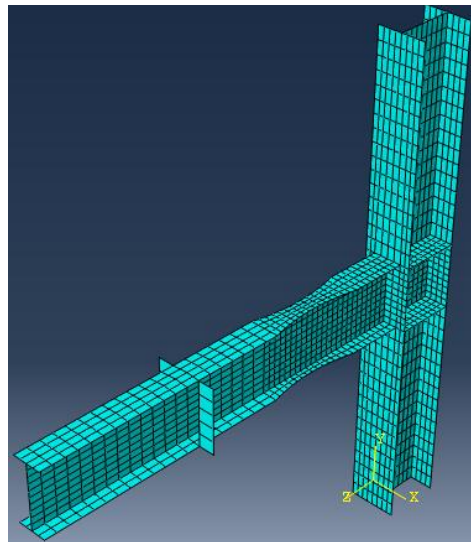
چشمه اتصال ناحیه‌ای از ستون است که مقابل بال‌های تیر قرار می‌گیرد. چشمه اتصال از نظر مقاومت برشی به سه دسته چشمه اتصال ضعیف، متوسط و قوی تقسیم‌بندی می‌شود که بهترین عملکرد برای چشمه اتصال متوسط دیده شده است در مطالعه حاضر چشمه اتصال مورد استفاده بر طبق توصیه‌های آژانس مدیریت بحران فدرال (FEMA) [1] و بر مبنای روابط به کار گرفته شده در تحقیقات A.Moslehi Tabar [21] از نوع متوسط فرض می‌گردد.

در اتصال مفروض طبق آیین نامه‌های AISC و FEMA نیاز به ورق‌های پیوستگی روبروی بال‌های تیر وجود داشت و با اندکی محافظه کاری عرض و ارتفاع این ورق‌ها برابر بال‌های تیر در نظر گرفته شد.

۵-۴- مدل سازی و تحلیل اجزاء محدود

تحلیل‌ها با استفاده از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS [9] انجام گرفت. این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ غیر خطی به همراه غیر خطی هندسی و مصالح در حالت تحلیل سه بعدی است. برای مدل سازی تیر و ستون از المان پوسته‌ای چهار گره ای^۱ استفاده گردید. همانطور که از شکل ۴-۵ مشخص است یک مش ظریف تر در منطقه کاهش یافته اعمال گردید زیرا پلاستیسیته اکثرا در آن محل اتفاق می‌افتد و نیاز به دقت محاسبات بالاتری دارد.

برای مقاطع فولادی به کار رفته در این پروژه از فولاد نوع A36 و با مقاومت تسلیم 2400 kg/cm² و مقاومت نهایی 3700 kg/cm² استفاده گردید. مدل سازی رفتار فولاد با استفاده از معیار تسلیم فون میسز^۲ و در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و با ضریب پواسون^۳ ۰,۳ انجام گرفت. از منحنی فولاد سه خطی با سخت شوندگی سینماتیک^۴ استفاده گردید. عملکرد نمونه‌ها در این سری تحلیل‌ها به صورت جدول با یکدیگر مقایسه و نهایتا طرح ایده آل بر اساس معیارهای فوق الذکر انتخاب می‌گردد.



شکل ۴-۵ - نحوه مش‌بندی نمونه‌های مورد مطالعه

1. S4R
2. Von mises
3. poisson's ratio
4. kinematic hardening

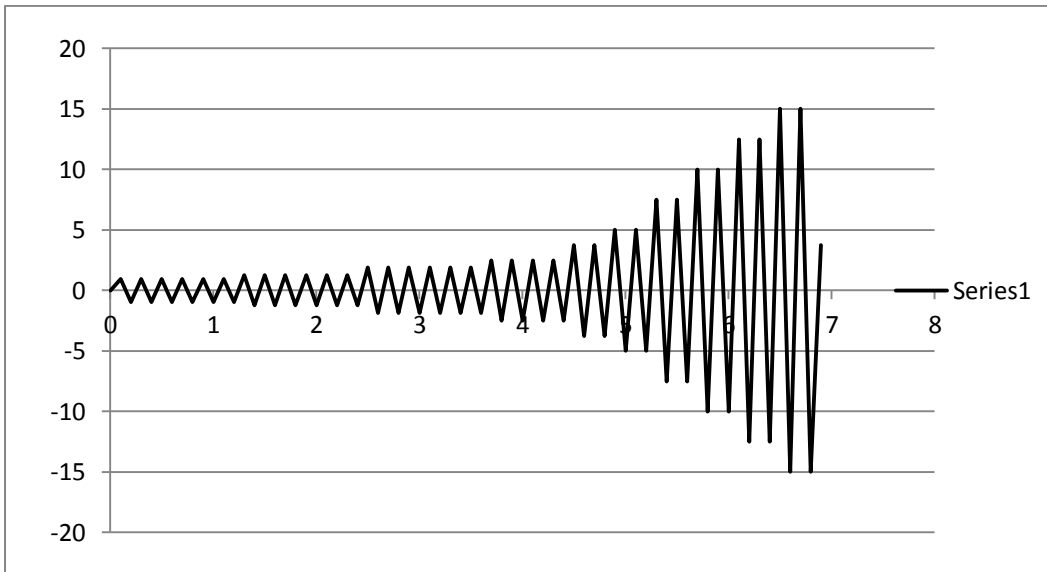
۵-۵- مشخصات بارگذاری روی نمونه‌ها

در مطالعه حاضر بارگذاری چرخه‌ای با رژیم کنترل تغییر مکان بر اساس آیین نامه بارگذاری چرخه‌ای اعضا فولادی ATC-24 [24] بر نمونه‌ها اعمال گردید. مشخصات این نوع بارگذاری همانند شکل زیر می‌باشد.

جدول ۵-۱- نحوه اعمال تغییر مکان انتهای تیر

Load step #	Total inter-story Drift angle (radian $\times 10^{-2}$)	Number of load cycles	Beam end Displacement (cm)
۱	۰/۳۷۵	۶	$\pm ۰/۹۴$
۲	۰/۵	۶	$\pm ۱/۲۵$
۳	۰/۷۵	۶	$\pm ۱/۸۷$
۴	۱	۴	$\pm ۲/۵$
۵	۱/۵	۲	$\pm ۳/۷۵$
۶	۲	۲	± ۵
۷	۳	۲	$\pm ۷/۵$
۸	۴	۲	± ۱۰
۹	۵	۲	$\pm ۱۲/۵$
۱۰	۶	۲	± ۱۵

همانگونه که از جدول مشاهده می‌شود، این نوع بارگذاری بر اساس زاویه چرخش محل اتصال تیر به ستون تعریف می‌شود که البته این چرخش را می‌توان بر اساس تغییر مکان انتهای آزاد تیر تعریف کرد، به گونه‌ای که در هر مرحله از بارگذاری تغییر مکان اعمال شده، دوران تعریف شده در آن مرحله را ایجاد کند. این نوع بارگذاری تا مرحله‌ای ادامه می‌یابد که در آن، مدل مورد نظر وارد مرحله رفتار پلاستیک شود تا بتوان در آن مرحله رفتار لرزه‌ای اتصال را به خوبی مورد ارزیابی قرار داد. آیین نامه بارگذاری چرخه‌ای اعضا فولادی همچنین تصریح می‌کند برای اتصالات تیر به ستون مورد نظر، رسیدن به دوران ۰,۰۶ رادیان رفتار پلاستیک اتصال را به خوبی تضمین می‌کند.

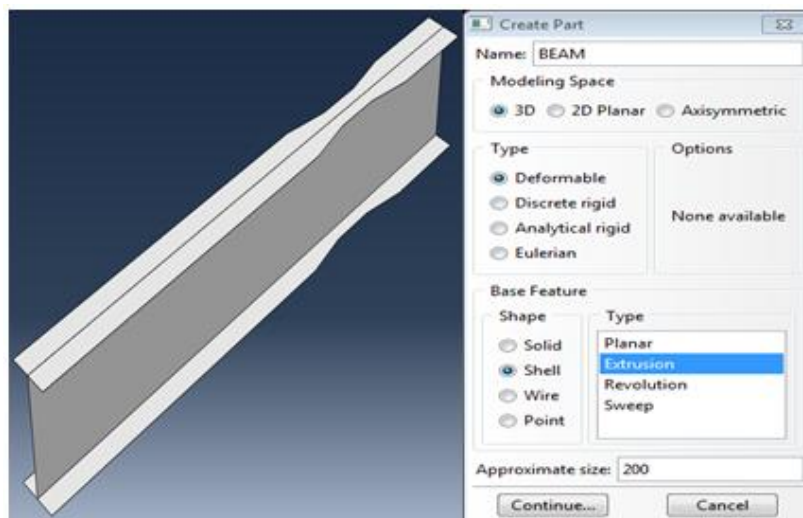


شکل ۵-۵ - نمودار بارگذاری چرخه‌ای

۶-۵- مراحل انجام مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS

۶-۵-۱- مرحله اول: ماژول Part

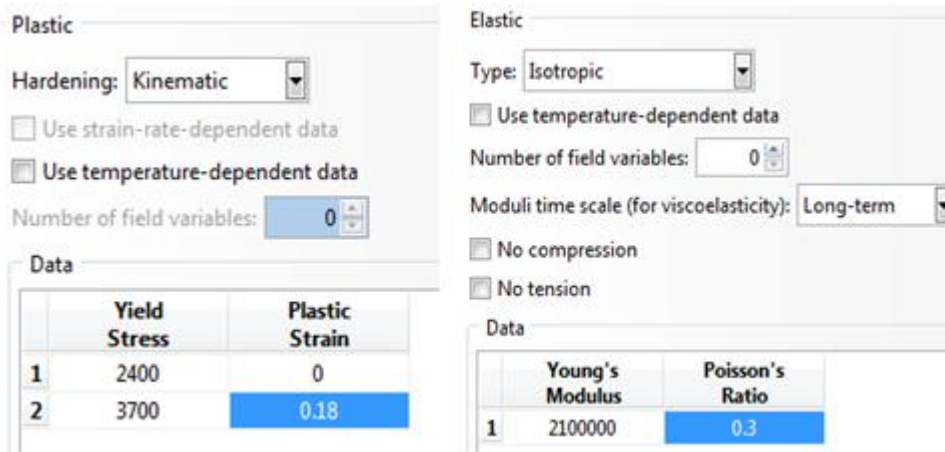
این مرحله که اولین گام در استفاده از نرم‌افزار ABAQUS می‌باشد جهت ترسیم بخش‌های مختلف مدل به کار گرفته می‌شود. شکل زیر نحوه تعریف عضو و شیوه ترسیم آن را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۶ - استفاده از دستور part جهت تعریف اجزای مدل

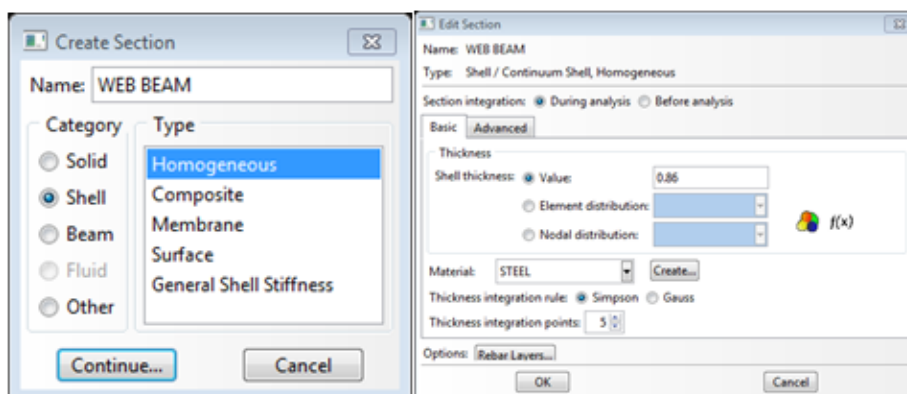
Property ماژول : مرحله دوم : ۲-۶-۵

این دستور برای تعریف مشخصات مصالح مورد استفاده در اعضای مختلف مدل به کار گرفته می‌شود. همانگونه که در ابتدای فصل گفته شد این نرم‌افزار قادر است علاوه بر رفتار خطی رفتار غیر خطی مصالح را نیز در نظر گرفته و آن را مدل سازی کند.

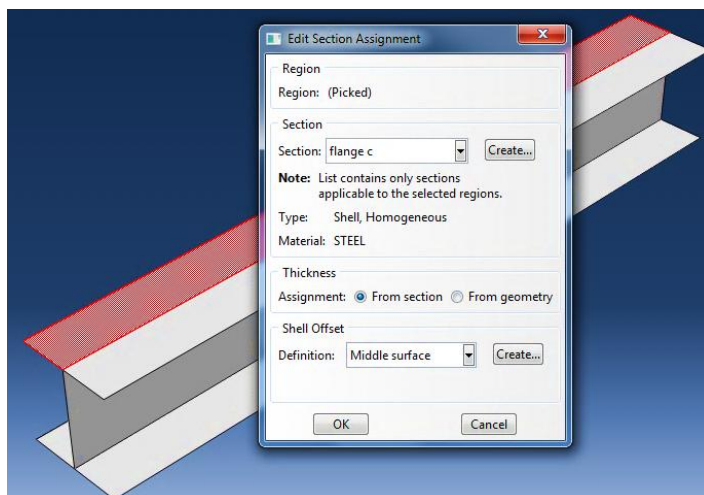


شکل ۵-۷- نحوه تعریف خصوصیات مصالح مورد استفاده

با توجه به اینکه در مرحله اول، اجزاء مختلف مدل، به صورت پوسته (Shell) ترسیم شدند، در این مرحله لازم است که به تک تک این اعضا ضخامت‌های لازم اختصاص داده شود. به این منظور در زیرمنوی (Section) پنج مقطع با ضخامت‌های مختلف تعریف کرده که این مقاطع به بال تیر، جان تیر، بال ستون، جان ستون و مهارهای جانبی با استفاده از زیرمنوی (Assign) اختصاص داده می‌شود (شکل‌های ۵-۹ و ۵-۱۰).



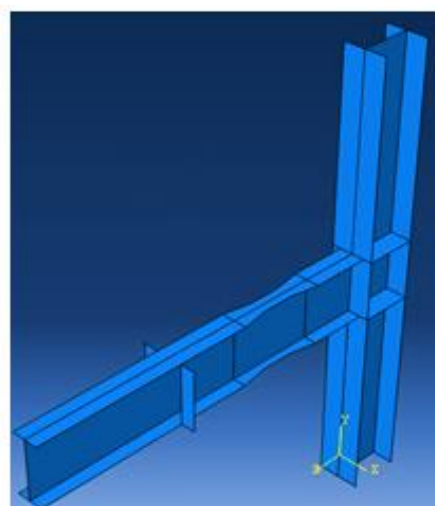
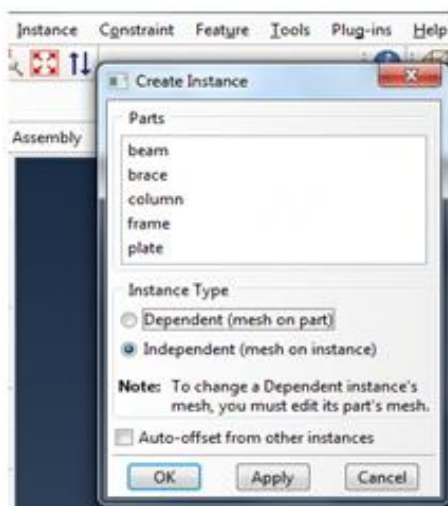
شکل ۵-۸- نحوه تعریف ضخامت‌های اعضای مدل



شکل ۵-۹- اختصاص مقاطع تعریف شده به قسمت‌های مختلف اعضا

۵-۶-۳- مرحله سوم: ماژول Assembly

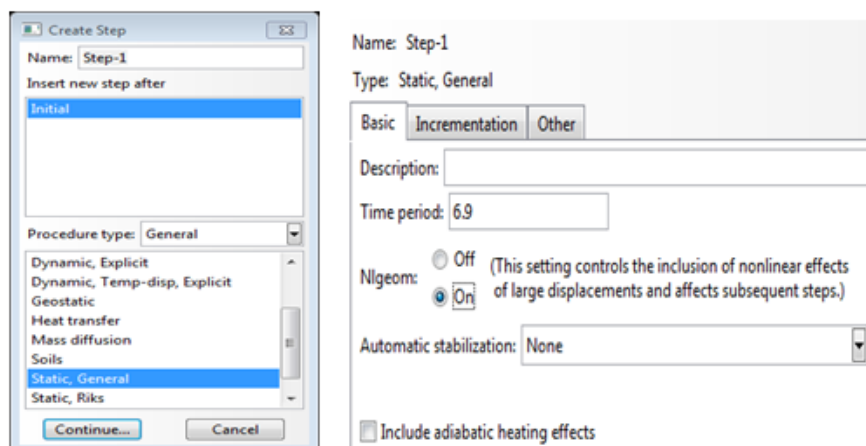
در این مرحله اعضایی که در مرحله اول تعریف و ترسیم شده‌اند را بر اساس مشخصات مدل مورد نظر به یکدیگر متصل کرده و مدل را به اصطلاح اسمبل می‌کنیم. در تحقیق حاضر با توجه به اینکه اتصال تیر به ستون به صورت گیردار می‌باشد، کل مدل را پس از اسمبل کردن با استفاده از دستور Merge به شکل یکپارچه در می‌آوریم. شکل ۵-۶ نمونه مدل‌ها را بصورت یکپارچه نشان می‌دهد.



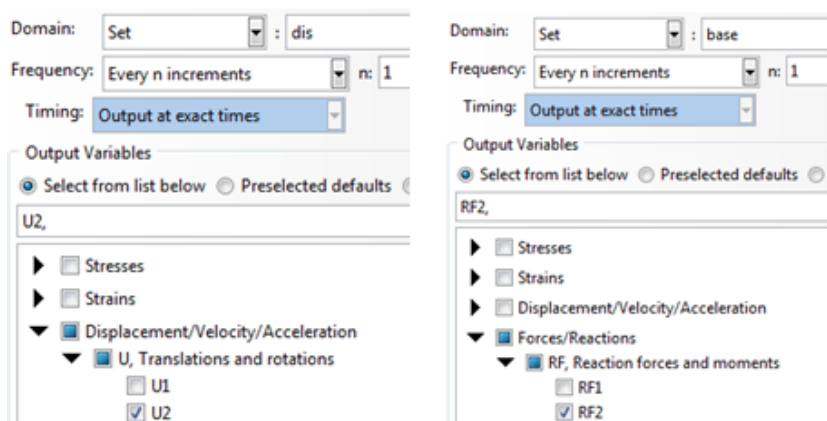
شکل ۵-۱۰- نحوه اسمبل کردن اعضای مختلف مدل

5-6-4- مرحله چهارم : ماژول Step

از این دستور برای تعیین نوع تحلیل به همراه خروجی‌های مورد نظر استفاده می‌شود. در این تحقیق با توجه به اینکه نوع بارگذاری روی نمونه‌ها به شکل شبه استاتیکی می‌باشد، تحلیل را باید از نوع استاتیکی در نظر گرفته و گزینه Static- General را انتخاب می‌کنیم. در این دستور از زیرمنوی Tools با انتخاب گزینه Set مکان‌هایی که باید در آنها خروجی‌های خاصی نظیر مقادیر تنش، نیرو و تغییر مکان برداشت شود را مشخص می‌کنیم. پس از تعریف Set‌های مورد نظر در ادامه با استفاده از زیرمنوی Output گزینه History output requests را انتخاب کرده سپس برای Set‌های تعریف شده در گام قبلی، خروجی‌های مورد نظر را انتخاب کرده و به آن‌ها اختصاص می‌دهیم. به این ترتیب در پایان فرایند تحلیل می‌توان نتایج حاصل از خروجی‌های منتخب را مشاهده کرد (شکل 5-12 و 5-13).



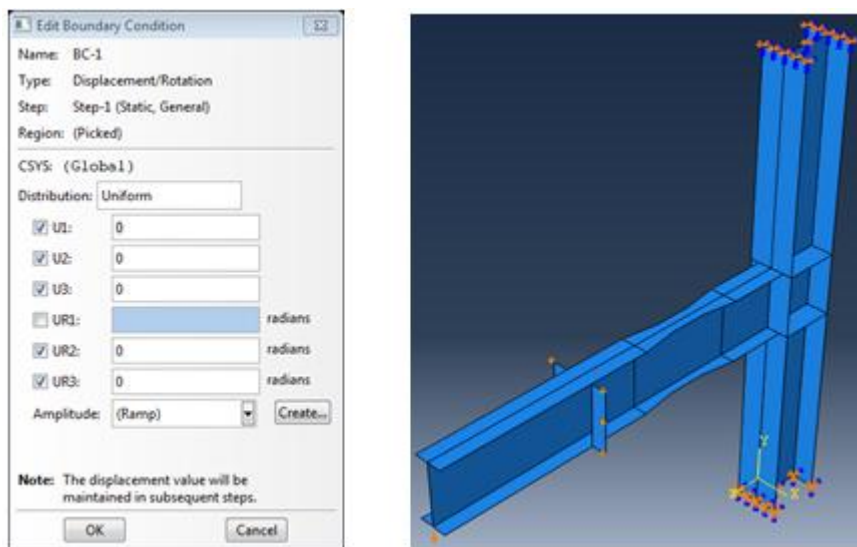
شکل 5-11- تعریف مراحل تحلیل و مشخصات آن



شکل 5-12- تعیین خروجی‌های لازم برای Set‌های تعریف شده

5-6-5- مرحله پنجم : ماژول Load

این بخش شامل اختصاص دادن قیدهای لازم به تکیه‌گاه‌های مدل مورد نظر و همچنین بارگذاری بر روی نمونه‌ها می‌باشد. در مطالعه حاضر کلیه نمونه‌ها دارای تکیه‌گاه مفصلی در پای ستون و تکیه‌گاه غلتکی در بالای آن می‌باشند (جاب‌جایی در جهت Y). همچنین کلیه تیرها توسط ورق‌های صلب در جهت جانبی (جهت X) مهار شده‌اند. بارگذاری روی نمونه‌ها بصورت اعمال تغییر مکان رفت و برگشتی به انتهای تیر تعریف می‌شود (شکل ۵-۱۴).



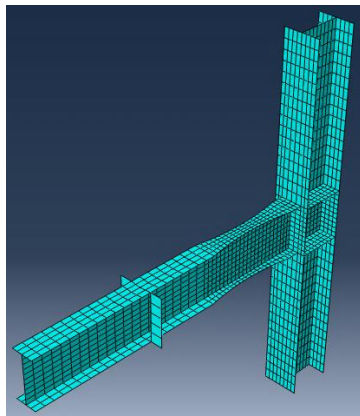
شکل ۵-۱۳- نحوه اعمال بارگذاری و اختصاص تکیه‌گاه به نمونه‌ها

5-6-6- مرحله ششم : ماژول Mesh

در این مرحله مش‌بندی روی نمونه‌ها جهت انجام تحلیل اجزاء محدود صورت می‌گیرد. بدین منظور ابتدا باید با استفاده از زیرمنوی Tools و دستور Partition ناحیه کاهش یافته و چشمه اتصال را از سایر قسمت‌های مدل مجزا کنیم، زیرا این منطقه به دلیل حساسیت و ارائه تغییرشکل‌های پلاستیک از اهمیت بالایی برخوردار است، بنابراین باید در این ناحیه مش‌بندی ظریفتری صورت بگیرد تا دقت نتایج تا جایی که امکان دارد دقیق شود. با توجه به این موضوع پس از اینکه ناحیه کاهش یافته و چشمه اتصال را مجزا کردیم برای تعیین اندازه المان‌ها ابتدا از زیرمنوی Seed گزینه Edges را کلیک کرده، سپس ناحیه مذکور را انتخاب می‌کنیم و اندازه المان‌ها را برای آن تعیین

می‌کنیم (مش‌بندی ظریف). اکنون با استفاده از گزینه Part تمام قسمت‌های مدل را انتخاب کرده و مش‌بندی را با المان‌های درشت‌تر انجام می‌دهیم.

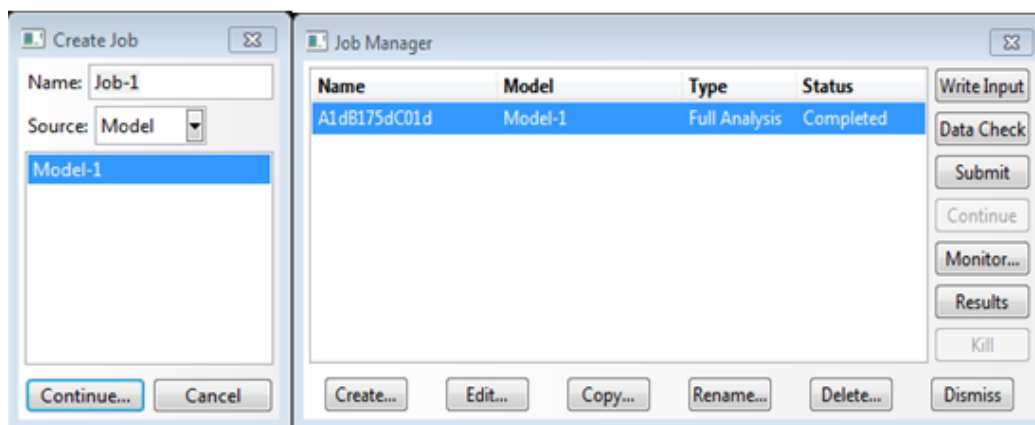
حال با استفاده از زیرمنوی Mesh گزینه Element Type را کلیک کرده و برای کل نمونه نوع المان را از نوع المان پوسته‌ای چهار گره‌ای (S4R) انتخاب می‌کنیم. شکل ۵-۱۵ مدل مش‌بندی شده یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱۴- نمونه مش‌بندی شده

۵-۶-۷- مرحله هفتم : ماژول Job

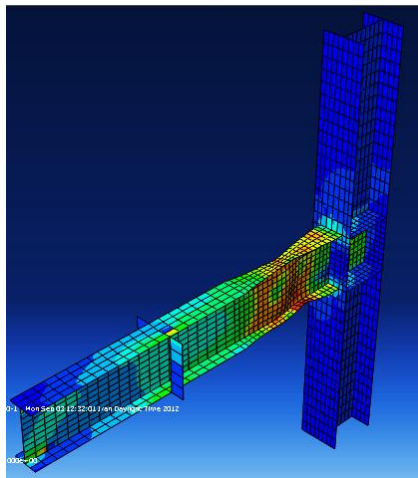
در این مرحله تحلیل نمونه انجام می‌شود. برای این کار باید برای نمونه مورد نظر یک Job تعریف کرده و مشخصات تحلیل را برای آن تعیین کنیم، سپس روی گزینه Submit کلیک کرده و تحلیل نمونه آغاز می‌شود. می‌توان با استفاده از گزینه Monitor روند تحلیل و گزارش‌های تحلیل را مشاهده کرد.



شکل ۵-۱۵- نحوه تعریف Job و تحلیل نمونه‌ها

۵-۶-۸- مرحله هشتم : ماژول Visualization

در این مرحله می‌توان کلیه نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها اعم از مقادیر تنش که به صورت کانتورهای رنگی و یا به شکل بردارهای رنگی نمایش داده می‌شود و همچنین مقادیر تغییر مکان‌ها، زوایای چرخش و کلیه توابع مورد نیاز که برای Set‌های معین مشخص شده است را مشاهده کرد. بنابراین با مشاهده نتایج حاصل از این قسمت می‌توان به ارزیابی رفتار نمونه‌ها پرداخت.



شکل ۵-۱۶- نمایش تنش فون میسز برای یکی از نمونه‌ها در ماژول Visualization



ارائه مثال‌های عددی و ارزیابی نتایج آنها

۶-۱- مقدمه

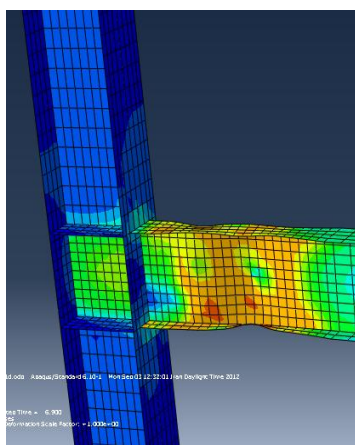
با توجه به مطالب گفته شده در فصول گذشته، در این فصل به معرفی مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس پرداخته، معیارهای انتخاب پارامتر بهینه را شرح می‌دهیم و به ارزیابی و مقایسه رفتار نمونه‌ها بر اساس پارامترهای ذکر شده خواهیم پرداخت.

۶-۲- ارزش‌گذاری معیارهای انتخاب اتصال بهینه

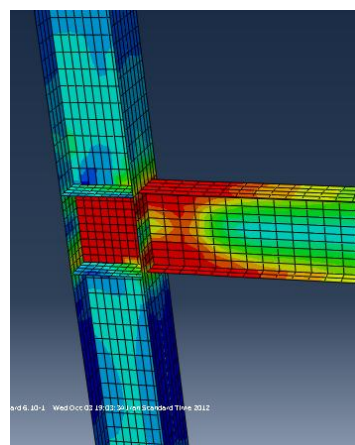
به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای مدل‌های مورد نظر و دستیابی به پارامترهای بهینه برش جهت بررسی میزان کیفیت این اتصالات در پاسخ به بارگذاری شبه لرزه‌ای موجود، سه عامل اساسی به عنوان معیارهای اصلی جهت قضاوت در مورد کیفیت لرزه‌ای این اتصالات در نظر گرفته شده است. در مطالعه حاضر ابتدا اطلاعات خروجی هر تحلیل بر اساس اهمیت طبقه‌بندی می‌گردند. سپس با ارزیابی کلیه معیارها بر اساس طبقه‌بندی انجام شده، اتصال بهینه از درون آنها برداشت می‌شود. این طبقه‌بندی به قرار زیر است.

۱. توانایی در اتلاف انرژی بارهای وارده (به شکل مجموع مساحت زیر منحنی‌های بار- تغییر مکان در چرخه‌های بارگذاری) علت تعریف این معیار به دلیل اهمیت میزان اتلاف انرژی و استهلاک نیروهای زلزله در سازه‌ها تحت اثر بارهای دینامیکی رفت و برگشتی می‌باشد.
۲. موفقیت در دور نمودن تمرکز تنش از چشمه اتصال و اتصال تیر به ستون و نیز کمینه بودن کمانش‌های موضعی بال و جان و کمانش جانبی و پیچشی تیر
۳. سختی اولیه بیشتر در نمودار بار- تغییر مکان حاصل شده از تحلیل نمونه

به عنوان مثال شکل ۶-۱-۱(b) دیاگرام تنش فون میسز^۱ سه بعدی در تغییر مکان 15 cm انتهای تیر برای اتصال با کاهش شعاعی در بال تیر (اتصال استخوانی) و شکل ۶-۱-۱(a) دیاگرام تنش فون میسز سه بعدی در تغییر مکان 15 cm انتهای تیر برای اتصال ساده تیر به ستون را نشان می‌دهند. خاطر نشان می‌سازد که معیار فون میسز یک معیار معتبر برای تشخیص شروع تسلیم در مصالح شکل پذیر تحت تنش‌های مرکب سه بعدی است و مطابق این معیار هنگامی که تفاوت تنش‌های اصلی در ماده به مقدار مشخصی می‌رسد، ماده دچار تسلیم شده و جاری می‌گردد. با توجه به اشکال ۶-۱-۱(a,b) بسیار واضح است که در شکل ۶-۱-۱(b) تمرکز تنش از اتصال و چشمه اتصال دور شده و در شروع ناحیه کاهش یافته تمرکز یافته است ولی در شکل ۶-۱-۱(a) تمرکز تنش مستقیماً متوجه چشمه اتصال و ناحیه جوش بال تیر به ستون شده است. اگر تمرکز تنش در اتصال بال تیر به ستون رخ دهد موجب شکست جوش بال تیر به ستون می‌گردد و در نهایت سبب گسیختگی کلی اتصال می‌شود. پس نمونه شکل ۶-۱-۱(b) در دور کردن تمرکز تنش از بر ستون بسیار موفق تر از نمونه شکل ۶-۱-۱(a) عمل کرده است. اما به دلیل کاهش محلی در مقطع تیر در مدل اتصال کاهش یافته کمانش‌های جانبی بال و جان و کمانش پیچشی جانبی در تیر اتفاق افتاده است که خود سبب کاهش مقاومت در تیر می‌گردد. بنابراین در طراحی اتصال بهینه کاهش یافته باید اثرات منفی کاهش مقاومت ناشی از کمانش و پیچش تیر نیز مد نظر قرار گیرد.



(b) اتصال با برش شعاعی در بال تیر

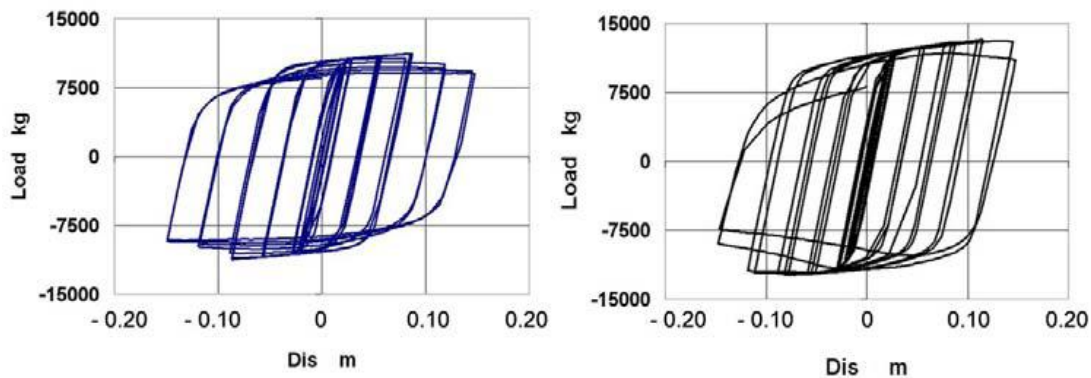


(a) اتصال ساده تیر به ستون

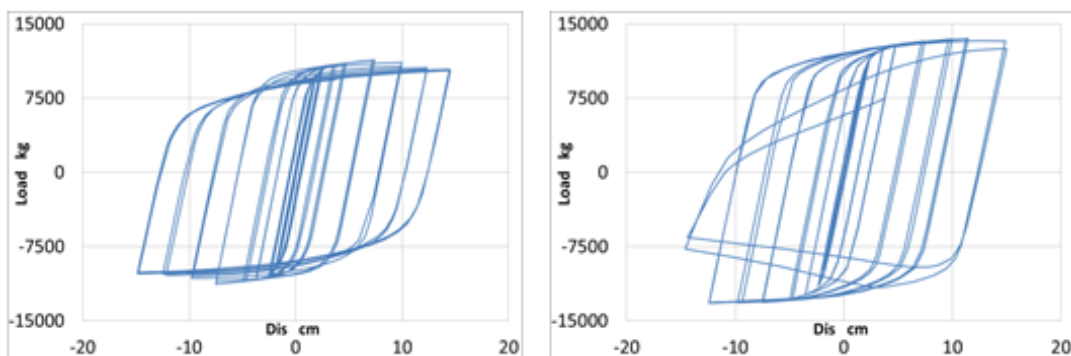
شکل ۶-۱-۱- گراف تنش von mises سه بعدی در تغییر مکان ۱۵ سانتیمتر انتهای تیر

۳-۶- تصدیق مدل و فرآیند بارگذاری

به منظور حصول اطمینان از مطالعات پارامتریک تحلیلی انجام شده در تحقیق حاضر دو نمونه مدل سازی شده از مرجع [25] و یک نمونه مدل سازی شده از مرجع [26] مجدداً به روش اجزا محدود به شکل مشابه‌ای مدل سازی و بارگذاری گردید. نتایج به دست آمده از این مدل سازی در تطابق بسیار خوبی با نمونه مرجع ارزیابی شد در شکل ۶-۲ نمودار بار-تغییر مکان انتهای تیر برای نمونه‌های مورد نظر در مرجع و نیز نتایج به دست آمده از تحلیل اجزا محدود این نمونه‌ها در مطالعه حاضر آورده شده است.



(a) نمونه‌های مرجع



(b) نمونه‌های تحلیل شده توسط ABAQUS

شکل ۶-۲- نمودار بار- تغییر مکان انتهای تیر به دست آمده از

۶-۴- نحوه انتخاب پارامترهای برش و ارائه نتایج حاصل از نمونه‌ها

به منظور انتخاب اتصال بهینه ابتدا مقادیر مختلف پارامترهای (a,b,c) و محدوده‌های آن جهت انجام مدل سازی مشخص می‌شود؛ که این مقادیر و محدوده‌ها به قرار زیر است:

مقادیر در نظر گرفته شده برای پارامتر a:

$$a = 0, 0.25d, 0.5d, 0.75d, d$$

مقادیر در نظر گرفته شده برای پارامتر b:

$$b = 0.5d, d, 1.5d, 2d$$

و مقدار در نظر گرفته شده برای پارامتر c نیز برابر 0.1d می‌باشد.

پس از تعیین مقادیر و محدوده‌های مختلف برای سه پارامتر مورد نظر، روند کار به این شکل است که ابتدا یکی از مقادیر مربوط به پارامتر a را انتخاب کرده و این مقدار را هر بار با یکی از مقادیر مربوط به پارامتر b و همچنین تنها مقدار پارامتر c به عنوان پارامترهای ناحیه کاهش یافته در نظر می‌گیریم، این شیوه را برای سایر مقادیر پارامتر a نیز به کار برده و با این کار می‌توانیم تمامی حالات مختلف ترکیب این پارامترها با یکدیگر را در نظر گرفته و مدل سازی کنیم. از آنجا که هر سه پارامتر a و b و c در کیفیت رفتار لرزه‌ای اتصال دخیل هستند، بنابراین در نظر گرفتن تمامی حالات ترکیب ضروری به نظر می‌رسد. بدیهی است که با این شیوه کار، کلیه حالات ترکیب این سه عامل، ۲۰ نمونه متفاوت را ایجاد می‌کند. حال برای تک‌تک نمونه‌ها معیارهای سه گانه مورد نظر که شامل:

۱. استهلاک انرژی نمونه‌ها در چرخه‌های بارگذاری

۲. دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال

۳. سختی اولیه در نمودار بار- تغییر مکان

می‌باشد را محاسبه کرده و با یکدیگر مقایسه می‌کنیم. نحوه چیدمان پارامترها و همچنین نتایج تحلیل تمامی نمونه‌ها و مقادیر معیارهای مورد نظر به صورت کامل در جدول شماره ۶-۱ آمده است.

جدول ۶-۱- نتایج تحلیل ۲۰ نمونه اول

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	وضعیت تنش در چشمه اتصال
۱	0	0.5d	0.1d	۲۹۹۷۰۵	۵۳۹۶	۲۸ المان نارنجی. ۱۲ المان زرد. بقیه سبز
۲	0	d	0.1d	۲۹۰۴۵۳	۵۲۳۵	۱۰ المان نارنجی. ۲۲ المان زرد. بقیه سبز
۳	0	1.5d	0.1d	۲۸۴۷۳۰	۵۱۰۲	۵ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۴	0	2d	0.1d	۲۸۰۲۲۴	۴۹۹۸	تمام المان‌ها سبز رنگ. بقیه سبز
۵	0.25d	0.5d	0.1d	۳۰۸۶۸۸	۵۴۰۵	۱۰ المان نارنجی. ۱۵ المان زرد. بقیه سبز
۶	0.25d	d	0.1d	۲۹۳۶۱۵	۵۲۶۶	۴ المان نارنجی. ۳۶ المان زرد رنگ بقیه سبز
۷	0.25d	1.5d	0.1d	۲۸۸۹۲۲	۵۱۴۵	۱ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۸	0.25d	2d	0.1d	۲۸۸۸۱۷	۵۰۵۲	تمام المان‌ها سبز رنگ.
۹	0.5d	0.5d	0.1d	۳۱۳۳۹۵	۵۴۲۹	۶ المان نارنجی. ۲۲ المان زرد. بقیه سبز
۱۰	0.5d	d	0.1d	۲۹۵۱۸۸	۵۳۰۰	۱۰ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۱۱	0.5d	1.5d	0.1d	۲۹۵۰۹۴	۵۱۹۲	۴ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۱۲	0.5d	2d	0.1d	۲۹۰۰۵۷	۵۱۰۸	۴ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۱۳	0.75d	0.5d	0.1d	۳۲۷۳۳۷	۵۴۵۱	۲۲ المان نارنجی. ۱۶ المان زرد. بقیه سبز
۱۴	0.75d	d	0.1d	۳۰۶۹۳۹	۵۳۳۴	۱۷ المان نارنجی. ۲۹ المان زرد. بقیه سبز
۱۵	0.75d	1.5d	0.1d	۲۹۰۷۹۰	۵۲۳۷	تمام المان‌ها سبز رنگ.
۱۶	0.75d	2d	0.1d	۳۲۴۴۷۶	۵۱۶۲	۳۵ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۱۷	d	0.5d	0.1d	۳۳۱۰۸۹	۵۲۱۳	۵۰ المان نارنجی. ۱۰ المان زرد. بقیه سبز
۱۸	d	d	0.1d	۳۱۱۹۰۶	۵۳۶۸	۲۹ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۱۹	d	1.5d	0.1d	۳۲۸۷۷۹	۵۲۸۰	۵ المان زرد رنگ. بقیه سبز
۲۰	d	2d	0.1d	۳۳۳۶۰۵	۴۹۶۷	۱۴ المان نارنجی. ۲۳ المان زرد رنگ. بقیه سبز

همان گونه که از جدول پیداست، این جدول دارای هفت ستون است که از سمت چپ به ترتیب دارای مشخصات زیر می‌باشد:

۱. ستون شماره یک که نشان دهنده شماره نمونه‌های مورد نظر می‌باشد و از عدد ۱ تا ۲۰ شماره‌گذاری شده است.

۲. ستون شماره دو که بیانگر پارامتر «a» بوده و همانطور که در فصل قبل توضیح داده شد، این پارامتر نشان دهنده فاصله شروع منطقه کاهش یافته از بر ستون می‌باشد. (این فاصله بر اساس نسبتی از عمق تیر تعریف شده است).

۳. ستون شماره سه که بیانگر پارامتر «b» بوده و همانطور که قبلا گفته شد، این پارامتر نشان دهنده طول منطقه کاهش یافته در روی تیر می‌باشد. (این فاصله بر اساس نسبتی از عمق تیر تعریف شده است).

۴. ستون شماره چهار که بیانگر پارامتر «c» می‌باشد. این پارامتر نمایانگر عمق برش در منطقه کاهش یافته می‌باشد. (این فاصله نیز بر اساس نسبتی از عمق تیر تعریف شده است).

۵. ستون شماره پنج که میزان استهلاک انرژی نمونه‌های مورد مطالعه در چرخه‌های بارگذاری را نشان می‌دهد. واحد در نظر گرفته شده برای این پارامتر ژول می‌باشد. لازم به یادآوری است که این پارامتر مهمترین عامل در انتخاب اتصال مناسب جهت تایین ابعاد بهینه می‌باشد.

۶. ستون شماره شش که سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان را نشان می‌دهد. این پارامتر بر اساس شیب اولیه این نمودار در ناحیه الاستیک تعریف می‌شود و از نظر اهمیت در ارزیابی رفتاری در رده سوم قرار می‌گیرد. (کم اهمیت‌ترین عامل در بین عوامل سه‌گانه)

۷. ستون شماره هفت که وضعیت تنش‌ها را در ناحیه چشمه اتصال بر اساس رنگبندی کانتور تنش در نرم افزار ABAQUS نشان می‌دهد. این پارامتر میزان دوری و یا نزدیکی مفصل پلاستیک از چشمه اتصال را نشان می‌دهد و از نظر اهمیت ارزیابی در رده دوم اهمیت قرار می‌گیرد.

۶-۵- ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها

اکنون با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه‌ها و ارزیابی معیارهای سه گانه مورد نظر در ارتباط با آنها، می‌توان جهت تعیین پارامترهای بهینه برش اقدام نمود. شیوه ارزیابی این نمونه‌ها به این شکل است که ابتدا به سراغ مهمترین معیار که همان استهلاک انرژی در چرخه‌های بارگذاری است رفته و تک تک مدل‌ها را از نمونه شماره ۱ شروع به ارزیابی کرده و تفاوت این پارامتر را در نمونه مورد نظر با نمونه بعد از خود بدست آورده و آن را به صورت درصد بیان می‌کنیم. همین کار را

برای معیارهای دوم و سوم نیز انجام می‌دهیم. لازم به ذکر است که برای پارامتر دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال که یک معیار کیفی است، ترتیبی اتخاذ شد که بتوان این معیار را به صورت کمی نشان داد. برای این منظور از یک رابطه پیشنهادی که وابسته به نسبت کانتورهای رنگی تنش فون میسر در چشمه اتصال است استفاده شده است. این رابطه بر اساس نسبت میانگین تنش در رنگ مبنای المان‌ها که دارای کمترین میزان تنش هستند به میانگین تنش در رنگ المان مورد نظر ضربدر تعداد المان‌ها در آن رنگ می‌باشد. به عنوان مثال برای چشمه اتصالی که دارای کانتور تنش با سه رنگ زرد، سبز و آبی می‌باشد که در آن رنگ زرد معرف بیشترین میزان تنش با مقدار میانگین ۸ و رنگ سبز با تنش متوسط ۴ و رنگ آبی با تنش متوسط ۲ می‌باشد و دارای ۱۰۰ المان می‌باشد که ۲۰ المان دارای رنگ زرد، ۳۰ المان دارای رنگ سبز و ۵۰ المان آبی رنگ هستند؛ می‌توان معیار میانگین تمرکز تنش را بر اساس رابطه زیر بدست آورد.

$$\gamma = \frac{\text{تنش المان آبی}}{\text{تعداد المان آبی}} + \frac{\text{تنش المان سبز}}{\text{تعداد المان سبز}} + \frac{\text{تنش المان زرد}}{\text{تعداد المان زرد}}$$

$$\gamma = 20 \frac{2}{8} + 30 \frac{4}{8} + 50 \frac{8}{8} = 70$$

همانگونه که ملاحظه می‌شود عدد به دست آمده معیاری برای سنجش و قضاوت در مورد تمرکز تنش در چشمه اتصال می‌باشد. بدیهی است که هر اندازه المانها تنش کمتری داشته باشند، عدد بدست آمده از رابطه بیشتر می‌شود که این نشان دهنده عملکرد مثبت اتصال می‌باشد.

پس از تعیین مقادیر پارامترهای سه‌گانه برای تمامی مدل‌های موجود، مدل‌ها را به صورت دو به دو با یکدیگر مقایسه کرده و تفاوت مقادیر پارامترهای مورد نظر را بر اساس درصد نسبت به یکدیگر نشان می‌دهیم. از آنجایی که ارزش معیارهای در نظر گرفته شده برای قضاوت در مورد کیفیت عملکرد اتصالات با یکدیگر برابر نمی‌باشد، برای ارزیابی عملکرد این نمونه‌ها باید این معیارها را وزن‌دار کرد. به همین منظور برای معیار استهلاک انرژی که مهمترین معیار در ارزیابی عملکرد نمونه‌هاست ضریب وزنی ۳، برای معیار دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال که در درجه دوم

اهمیت قرار دارد ضریب وزنی ۲ و برای معیار سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان نیز ضریب ۱ را در نظر

می گیریم.

جدول ۶-۱- (تکراری)

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان
۱	0	0.5d	0.1d	۲۹۹۷۰.۵	۸۲/۷	۵۳۹۶
۲	0	d	0.1d	۲۹۰۴۵۳	۸۵/۳۳	۵۲۳۵
۳	0	1.5d	0.1d	۲۸۴۷۳۰	۸۹/۴	۵۱۰۲
۴	0	2d	0.1d	۲۸۰۲۲۴	۹۰	۴۹۹۸
۵	0.25d	0.5d	0.1d	۳۰۸۶۸۸	۸۶	۵۴۰۵
۶	0.25d	d	0.1d	۲۹۳۶۱۵	۸۵	۵۲۶۶
۷	0.25d	1.5d	0.1d	۲۸۸۹۲۲	۸۹/۸	۵۱۴۵
۸	0.25d	2d	0.1d	۲۸۸۸۱۷	۹۰	۵۰۵۲
۹	0.5d	0.5d	0.1d	۳۱۳۳۹۵	۸۶	۵۴۲۹
۱۰	0.5d	d	0.1d	۲۹۵۱۸۸	۸۸/۸	۵۳۰۰
۱۱	0.5d	1.5d	0.1d	۲۹۵۰۹۴	۸۹/۵	۵۱۹۲
۱۲	0.5d	2d	0.1d	۲۹۰۰۵۷	۸۹/۵	۵۱۰۸
۱۳	0.75d	0.5d	0.1d	۳۲۷۳۳۷	۸۳/۵	۵۴۵۱
۱۴	0.75d	d	0.1d	۳۰۶۹۳۹	۸۳	۵۳۳۴
۱۵	0.75d	1.5d	0.1d	۲۹۰۷۹۰	۹۰	۵۲۳۷
۱۶	0.75d	2d	0.1d	۳۲۴۴۷۶	۸۵/۹	۵۱۶۲
۱۷	d	0.5d	0.1d	۳۳۱۰۸۹	۷۸	۵۲۱۳
۱۸	d	d	0.1d	۳۱۱۹۰۶	۸۶/۷	۵۳۶۸
۱۹	d	1.5d	0.1d	۳۲۸۷۷۹	۸۶/۶	۵۲۸۰
۲۰	d	2d	0.1d	۳۳۳۶۰۵	۸۲/۴	۴۹۶۷

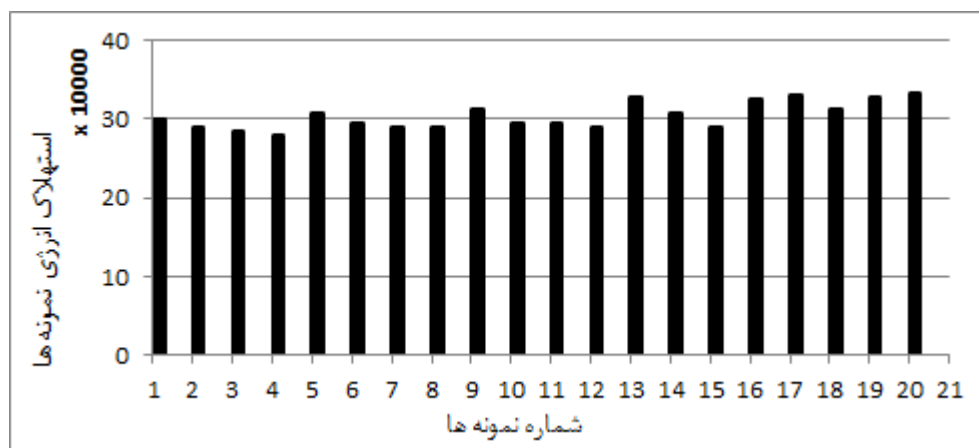
اکنون با توجه به نتایج به دست آمده در جدول ۶-۱ می توان به شیوه گفته شده به ارزیابی نمونه ها پرداخت. برای این کار از نمونه شماره ۱ در ابتدای جدول شروع می کنیم و آن را با نمونه شماره ۲ مقایسه کرده و درصد اختلاف معیارها را وزن دار کرده با هم جمع می کنیم. جواب بدست آمده ملاک قضاوت در مورد عملکرد نمونه ها می باشد.

این فرایند ارزشیابی برای کلیه نمونه ها صورت گرفته، اما جهت پرهیز از طولانی شدن بحث تنها هفت عدد از نمونه هایی را که دارای بهترین عملکرد می باشند در این قسمت با هم مقایسه می کنیم.

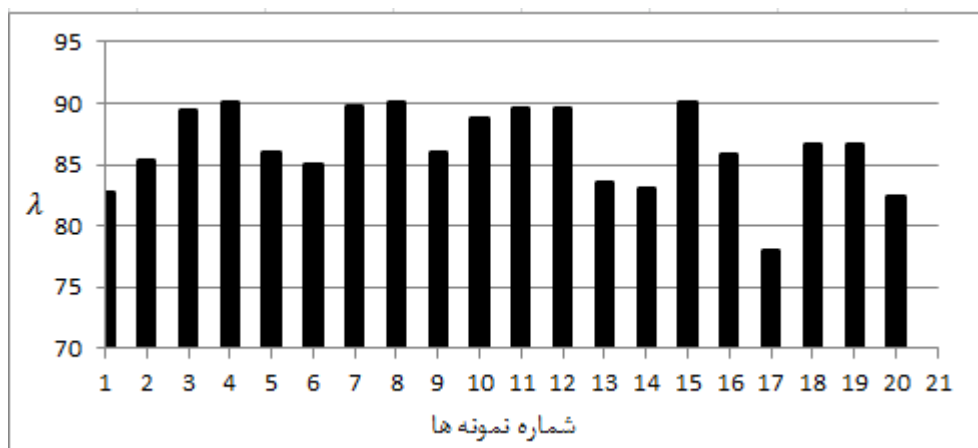
جدول ۶-۲- مقایسه عملکرد نمونه‌ها

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش درچشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	ردیف
۱	0	0.5d	0.1d	۲۹۹۷۰۵	۸۲/۷	۵۳۹۶	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۲/۹% ↓	۲×۳/۸% ↓	۱×۰/۱۶% ↓	۱۶/۴۶% ↓
۵	0.25d	0.5d	0.1d	۳۰۸۶۸۸	۸۶	۵۴۰۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱/۵% ↓	۲×۰% ↓	۱×۰/۴۴% ↓	۴/۹۴% ↓
۹	0.5d	0.5d	0.1d	۳۱۳۳۹۵	۸۶	۵۴۲۹	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۳/۴۱% ↓	۲×۰% ↓	۱×۴/۹% ↑	۵/۳۳% ↓
۱۳	0.75d	2d	0.1d	۳۲۴۴۷۶	۸۵/۹	۵۱۶۲	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۸۵% ↓	۲×۲/۸% ↑	۱×۵/۳% ↓	۳/۵۵% ↓
۱۶	0.75d	0.5d	0.1d	۳۲۷۳۳۷	۸۳/۵	۵۴۵۱	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۴۴% ↓	۲×۳/۶% ↓	۱×۳/۱% ↑	۵/۴۲% ↓
۱۹	d	1.5d	0.1d	۳۲۸۷۷۹	۸۶/۶	۵۲۸۰	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱/۴۴% ↓	۲×۴/۸% ↑	۱×۵/۹% ↑	۱۱/۲% ↑
۲۰	d	2d	0.1d	۳۳۳۶۰۵	۸۲/۴	۴۹۶۷	

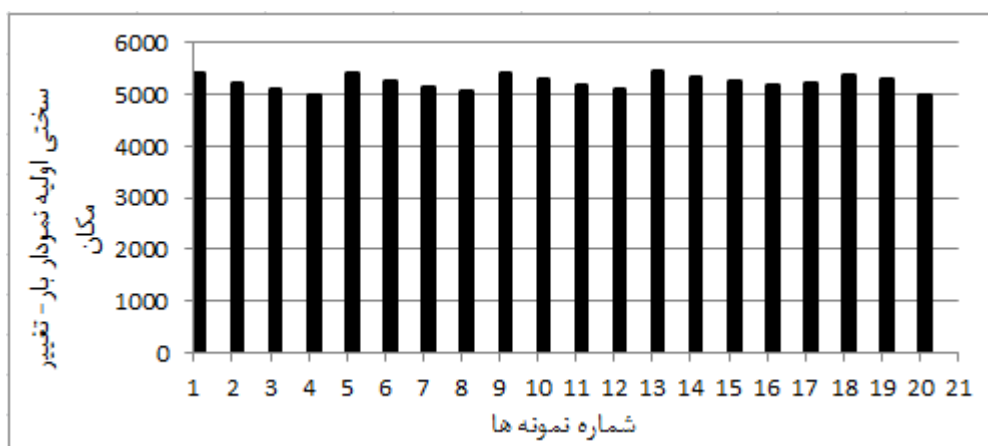
همانگونه که از جدول ۶-۲ ملاحظه می‌شود، هر سه معیار را برای تمامی مدل‌ها به صورت دوجه‌دو بر اساس درصد اختلافی با یکدیگر مقایسه کرده و مقادیر وزنی مربوط به معیارها را در این درصدهای اختلافی ضرب می‌کنیم. حاصل جمع مقادیر به دست آمده از ستون‌های دوم تا چهارم عددی است بر حسب درصد که میزان کفایت نمونه مورد نظر را با نمونه‌ای که با آن مقایسه شده است بیان می‌کند. به این ترتیب با توجه به نتایج جدول، مقایسه نمونه‌ها نشان می‌دهد که نمونه شماره ۱۹ در بین سایر مدل‌ها بهترین عملکرد را ایفا کرده است.



شکل ۶-۳- مقایسه استهلاک انرژی نمونه‌ها



شکل ۶-۴- میزان دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال (λ)



شکل ۶-۵- مقایسه میزان سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان

۶-۶- ریزتر کردن گامهای افزایشی حول نمونه دارای بهترین عملکرد

اکنون به منظور بالا بردن دقت مطالعه موجود، در نزدیکی این نمونه گام‌های افزایشی مربوط به پارامترها را ریزتر کرده تا در صورت وجود، نقاط بهینه احتمالی در اطراف این نمونه شناسایی و با سایر نمونه‌ها مقایسه شود. برای این منظور مقادیر پارامترهای a و b و c را که مربوط به نمونه شماره ۱۹ می‌باشد، به ترتیب حول مقدار بهینه خود افزایش و کاهش می‌دهیم و مقادیر بدست آمده را با هم ترکیب می‌کنیم. به این ترتیب برای پارامتر a مقادیر 0.875d , 1.125d , 1.25d , 1.75d و برای پارامتر c مقادیر 0.05d , 0.15d را در نظر گرفته و براساس آن نمونه‌های جدیدی را

مدل سازی می‌کنیم. اکنون معیارهای سه‌گانه را برای این نمونه‌های جدید ارزیابی می‌کنیم که نتایج آن مطابق جدول زیر می‌باشد.

جدول ۶-۳- مقایسه عملکرد نمونه‌ها در اطراف نمونه شماره ۱۹

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	برایند معیارها
۲۱	0.875d	1.5d	0.1d	۳۰۱۲۵۶	۸۹/۴	۵۲۵۹	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۸/۶% ↓	۲×۸/۶% ↑	۱×۰% ↓	۸/۶% ↓
۲۲	1.125d	1.5d	0.1d	۳۲۹۵۹۴	۸۱/۷	۵۳۰۲	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۳/۴۲% ↑	۲×۶/۵۶% ↓	۱×۰/۳۶% ↓	۳/۲۲% ↓
۲۳	d	1.25d	0.1d	۳۱۸۳۰۳	۸۷/۴۳	۵۳۲۱	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۳/۵% ↓	۲×۱% ↑	۱×۱/۴۲% ↑	۷/۰۸% ↓
۲۴	d	1.75d	0.1d	۳۲۹۸۰۷	۸۶/۵	۵۲۴۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۵/۵% ↓	۲×۱۷/۸% ↑	۱×۵% ↓	۱۴/۱% ↑
۲۵	d	1.5d	0.05d	۳۴۹۲۱۴	۷۱/۱	۵۵۲۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۳۳/۸۵% ↑	۲×۲۱% ↓	۱×۱۰/۸% ↑	۷۰/۳۵% ↑
۲۶	d	1.5d	0.15d	۲۳۱۰۰۲	۹۰	۴۹۲۶	

با مشاهده جدول شماره ۶-۳ ملاحظه می‌شود که نمونه شماره ۲۴ با پارامترهای برش $(a=d, b=1.75d, c=0.1d)$ دارای بهترین عملکرد در نمونه‌های موجود در این جدول که در اطراف نمونه ۱۹ می‌باشند را دارا می‌باشد. اکنون برای دستیابی به جواب نهایی (نمونه دارای برش بهینه) کافی است که نمونه شماره ۱۹ با نمونه شماره ۲۴ و همچنین نمونه با اتصال ساده تیر به ستون (بدون برش) مقایسه شود و نمونه برگزیده به عنوان نتیجه این تحقیق بیان گردد.

جدول ۶-۴- مقایسه نمونه شماره ۲۴ با نمونه‌های اطراف آن و نمونه با اتصال ساده (بدون برش)

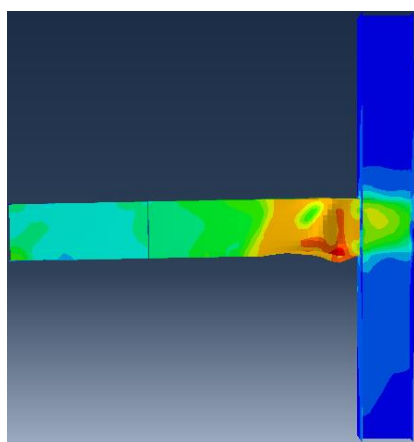
ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	برایند معیارها
۱۹	1.125d	1.75d	0.1d	۳۳۴۲۰۸	۸۰	۵۲۶۹	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۳/۶% ↑	۲×۹/۷% ↓	۱×۱/۸۶% ↑	۶/۷۴% ↓
۲۸	0.875d	1.75d	0.1d	۳۲۲۱۷۸	۸۸/۶	۵۱۷۱	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۲% ↓	۲×۲/۲۵% ↑	۱×۲% ↓	۳/۵% ↓
۲۹	d	1.5d	0.1d	۳۲۸۷۷۹	۸۶/۶	۵۲۸۰	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۳۱% ↓	۲×۰/۱% ↑	۱×۰/۶% ↑	۰/۱۳% ↓
۲۴	d	1.75d	0.1d	۳۲۹۸۰۷	۸۶/۵	۵۲۴۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۹/۹% ↓	۲×۲۳/۷% ↑	۱×۳/۴% ↓	۱۴/۳% ↑
۲۷	Without RBS cut			۳۶۶۳۳۷	۶۶	۵۴۳۰	

همانگونه که ملاحظه می‌شود نمونه‌های ۱۹ و ۲۴ عملکرد نسبتاً مشابهی را از خود نشان می‌دهند که البته نمونه شماره ۲۴ با اختلاف ناچیزی نسبت به نمونه شماره ۱۹ عملکرد بهتری داشته و بنابراین این نمونه (نمونه شماره ۲۴) دارای بهترین عملکرد نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد. اکنون به منظور مقایسه نتیجه حاصل از این تحقیق با مطالعات انجام شده توسط محققین پیشین، نمونه دارای پارامترهای برش بهینه با کاهش گوه‌ای شکل در جان تیر [25] و همچنین نمونه دارای پارامترهای بهینه برش با کاهش نیم دایره‌ای شکل در جان تیر [28] را با نمونه شماره ۲۴ که دارای پارامترهای بهینه برش در این تحقیق می‌باشد مقایسه کرده‌ایم. نتیجه مقایسه این سه نمونه که دارای الگوهای برش مختلفی هستند در جدول ۶-۵ آمده است.

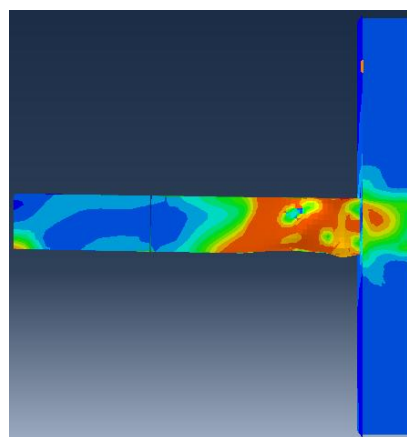
جدول ۶-۵- نمونه شماره ۲۴ و نمونه‌های با پارامتر بهینه با برش گوه‌ای شکل و نیم‌دایره‌ای در جان

	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	برایند معیارها
*	برش نیم دایره‌ای در جان تیر			۳۰۸۶۷۳	۸۹/۷	۵۳۳۸	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۶/۴% ↓	۲×۳/۵۶% ↑	۱×۱/۷۴% ↑	۱۰/۳۴% ↓
۲۴	d	1.75d	0.1d	۳۲۹۸۰۷	۸۶/۵	۵۲۴۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱۱/۸% ↑	۲×۳% ↑	۱×۲/۷% ↓	۳۸/۷% ↑
*	برش گوه‌ای شکل در جان			۲۹۰۷۰۵	۸۳/۹	۵۳۸۹	

همانگونه که ملاحظه می‌شود، نمونه شماره ۲۴ عملکرد به مراتب بهتری نسبت به نمونه دارای پارامتر برش بهینه با کاهش گوه‌ای شکل و کاهش نیم‌دایره‌ای در جان تیر از خود نشان داده است.

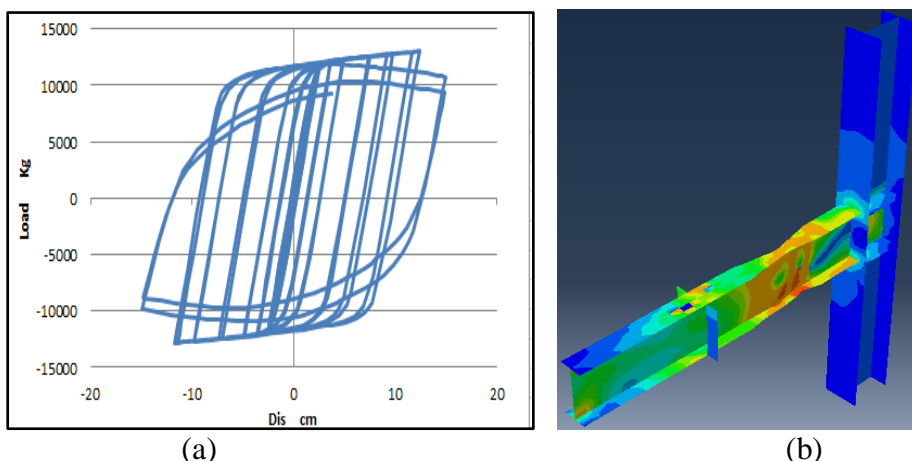


(b) نمونه با برش نیم دایره‌ای شکل در جان



(a) نمونه با برش گوه‌ای شکل در جان

شکل ۶-۶- توزیع تنش و شکل تغییر یافته مدل در انتهای بارگذاری



(a) نمودار بار- تغییر مکان نمونه با پارامترهای بهینه برش
 (b) توزیع تنش فون میسز در تغییر مکان ۱۵ سانتیمتر انتهای آزاد تیر (IPE 400)

شکل ۶-۷- مشخصات رفتاری نمونه دارای پارامترهای بهینه (نمونه شماره ۲۴)

۶-۷- ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها با نیمرخ تیر IPE 300

اکنون به منظور تعمیم نتایج بدست آمده از تحقیق حاضر، مطالعات خود را برای نمونه‌هایی که در آنها نیمرخ تیر مورد استفاده IPE 300 می‌باشد، انجام می‌دهیم و نتایج بدست آمده را با نتایج حاصل از نمونه‌های قبلی مقایسه می‌کنیم. برای این کار نمونه دارای ابعاد بهینه و اطراف آن را که قبلاً برای اتصال با نیمرخ تیر IPE 400 انجام داده بودیم این بار توسط اتصالاتی با نیمرخ تیر جدید مورد بررسی قرار می‌دهیم. (جدول ۶-۶)

جدول ۶-۶- نتایج تحلیل نمونه‌های اتصال با نیمرخ تیر IPE 300

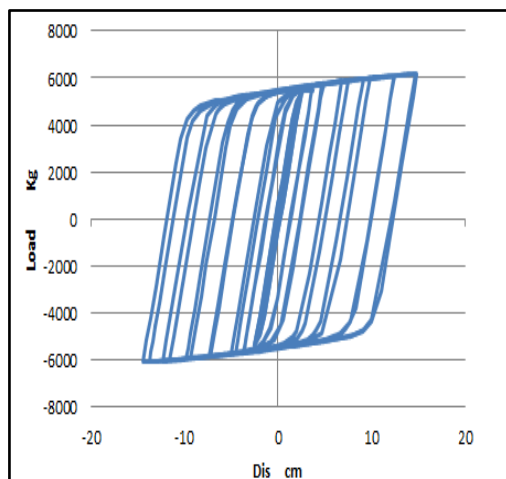
ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان
۱	d	1.5d	0.1d	۱۵۵۵۸۵	۷۲	۲۴۰۲
۲	0.875d	1.5d	0.1d	۱۵۱۶۲۴	۷۲	۲۳۹۵
۳	1.125d	1.5d	0.1d	۱۴۸۳۱۶	۷۲	۲۴۰۸
۴	d	1.25d	0.1d	۱۵۴۳۲۷	۷۲	۲۴۲۲
۵	d	1.75d	0.1d	۱۶۴۹۳۶	۷۲	۲۳۸۳
۶	Without RBS cut			۱۸۳۳۵۹	۵۵	۲۵۹۰

با توجه به نتایج بدست آمده از جدول بالا، اینک به مقایسه این نتایج بر اساس معیارهای ذکر شده می‌پردازیم. نتایج حاصل از این ارزیابی در جدول ۶-۷ نشان داده شده است.

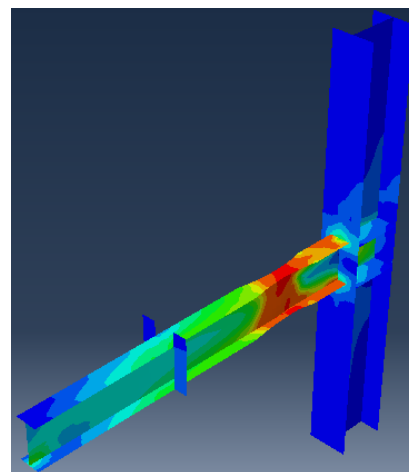
جدول ۶-۷- مقایسه عملکرد نمونه‌های با نیمرخ تیر IPE 300

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	برایند معیارها
۱	1.125d	1.5d	0.1d	۱۴۸۳۱۶	۹۰	۲۴۰۸	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۲/۲% ↓	۲×۰%.	۱×۰/۵۴% ↑	۶/۰۶% ↓
۲	0.875d	1.5d	0.1d	۱۵۱۶۲۴	۹۰	۲۳۹۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱/۷۵% ↓	۲×۰%.	۱×۰/۱۱% ↓	۵/۳۶% ↓
۳	d	1.25d	0.1d	۱۵۴۳۲۷	۹۰	۲۴۲۲	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۸% ↓	۲×۰%.	۱×۰/۸% ↑	۱/۶% ↓
۴	d	1.5d	0.1d	۱۵۵۵۸۵	۹۰	۲۴۰۲	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۵/۷% ↓	۲×۰%.	۱×۰/۸% ↑	۱۶/۳% ↓
۵	d	1.75d	0.1d	۱۶۴۹۳۷	۹۰	۲۳۸۳	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱۰% ↓	۲×۲۳/۶% ↑	۱×۸% ↓	۹/۲% ↑
۶	Without RBS cut			۱۸۳۳۵۹	۵۵	۲۵۹۰	

با ملاحظه نتایج جدول مشاهده می‌شود که در مدل سازی نمونه‌ها با IPE 300 نیز مشخصات نمونه دارای برش بهینه همان نمونه دارای ابعاد برش ($a=d, b=1.75d, c=0.1d$) می‌باشد که دقیقاً مشابه با نتایج بدست آمده از تحلیل‌های نمونه‌های مدل سازی شده با IPE 400 است. این نتیجه نشان می‌دهد که مشخصات پارامترهای بهینه مستقل از ابعاد نیمرخ تیر می‌باشد.



(a)



(b)

(a) نمودار بار- تغییر مکان نمونه با پارامترهای بهینه برش
 (b) توزیع تنش فون میسز در تغییر مکان ۱۵ سانتیمتر انتهای آزاد تیر (IPE 300)

شکل ۶-۷- مشخصات رفتاری نمونه دارای پارامترهای بهینه (با نیمرخ تیر IPE 300)

۸-۶- ارزیابی عملکرد نمونه‌ها با استفاده از مدل‌های قاب دو طبقه

کلیه نمونه‌هایی که تا کنون مدل سازی شده‌اند، بر این اساس استوار بودند که در قاب‌های خمشی محل تشکیل مفصل پلاستیک در وسط طول تیر و ستون می‌باشد. در حالی که در عمل به دلیل گیردار بودن پای ستون محل تشکیل این مفصل اندکی متفاوت از محل وسط ستون است. به همین دلیل برای در نظر گرفتن این انحراف از رفتار واقعی در مدل‌سازی تئوری، تعدادی از نمونه‌هایی را که دارای بهترین عملکرد بر اساس معیارهای مورد نظر می‌باشند را مجدداً و این بار به شکل قاب‌های یک دهانه و دو طبقه که شبیه به مدل اصلی سازه می‌باشند را مدل سازی کرده‌ایم [27]. نحوه مدل‌سازی و شیوه بارگذاری شبیه به نمونه‌های قبلی می‌باشد. نتایج حاصل از این مدل‌سازی در جدول ۸-۶ آمده است.

جدول ۸-۶- نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌های با مدل قاب دو طبقه

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان
۱	d	1.5d	0.1d	۲۸۱۶۳۸۱	۷/۲۷	۳۹۸۴۸
۲	0.75d	0.5d	0.1d	۲۸۵۷۳۱۱	۸/۳۴	۳۹۱۶۵
۳	0.75d	2d	0.1d	۲۷۸۱۶۰۷	۸/۸۴	۳۸۷۴۹
۴	d	2d	0.1d	۲۷۶۱۹۶۳	۹/۲۵	۳۸۸۴۹
۵	d	0.5d	0.1d	۲۷۶۹۲۷۵	۹/۴۲	۳۷۵۱۱
۶	d	1.75d	0.1d	۲۹۷۳۶۲۸	۹/۲۷	۳۸۸۷۷
۷	Without RBS cut			۲۹۷۳۶۲۸	۳	۳۹۰۵۸

اکنون با توجه به این نتایج بدست آمده نمونه‌ها را بر اساس معیارهای ذکر شده همانند قبل با یکدیگر مقایسه می‌کنیم. نتایج این ارزیابی در جدول ۹-۶ آمده است.

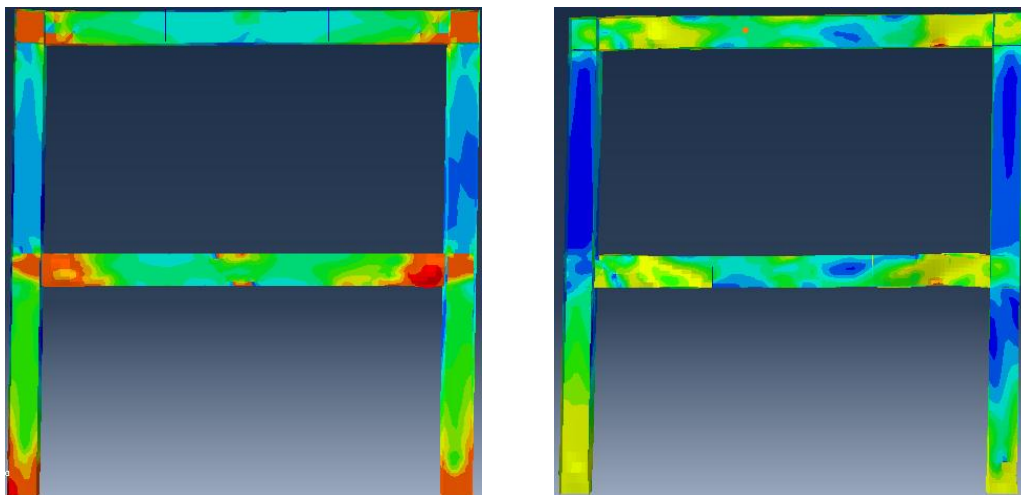
جدول ۶-۹- مقایسه نتایج بدست آمده از مدل های قاب دو طبقه

ردیف	a	b	c	اتلاف انرژی (ژول)	وضعیت تنش در چشمه اتصال (λ)	سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان	برایند معیارها
۱	d	1.5d	0.1d	۲۸۱۶۳۸۱	۷/۲۷	۳۹۸۴۸	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۱/۴۳% ↓	۲×۱۲/۸% ↓	۱×۱/۷۱% ↑	۲۸/۱۸% ↓
۲	0.75d	0.5d	0.1d	۲۸۵۷۳۱۱	۸/۳۴	۳۹۱۶۵	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۲/۴۷% ↑	۲×۶% ↓	۱×۱% ↑	۳/۵۹% ↓
۳	0.75d	2d	0.1d	۲۷۸۱۶۰۷	۸/۸۴	۳۸۷۴۹	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۷% ↑	۲×۴/۴۳% ↓	۱×۰/۲۶% ↓	۶/۵% ↓
۴	d	2d	0.1d	۲۷۶۱۹۶۳	۹/۲۵	۳۸۸۴۹	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۲۶% ↓	۲×۱/۸% ↓	۱×۳/۴% ↑	۱% ↓
۵	d	0.5d	0.1d	۲۷۶۹۲۷۵	۹/۴۲	۳۷۵۱۱	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۰/۶% ↓	۲×۱/۶% ↑	۱×۳/۵% ↓	۲/۱% ↓
۶	d	1.75d	0.1d	۲۷۸۶۲۵۲	۹/۲۷	۳۸۸۷۷	
	(درصد اختلاف). (ضریب وزنی)			۳×۶/۳% ↓	۲×۵۶/۸% ↑	۱×۰/۴۶% ↓	۹۴/۲% ↑
۷	Without RBS cut			۲۹۷۳۶۲۸	۴	۳۹۰۵۸	

با ملاحظه نتایج جدول ۶-۹ مشاهده می شود که در نمونه های دارای قاب دو طبقه نیز نمونه ای

که دارای بهترین عملکرد می باشد دارای پارامترهای برش ($a=d, b=1.75d, c=0.1d$) می باشد. که این

نتیجه کاملاً منطبق بر نتایج حاصل از مراحل قبلی می باشد.



(b) نمونه دارای اتصال ساده تیر به ستون

(a) نمونه دارای اتصال کاهش یافته بهینه

شکل ۶-۸- نمونه قاب دو طبقه استفاده شده در تحلیل ها



نتایج و پیشنهادها

۷-۱- مقدمه

هدف از ارائه این رساله انجام تحقیقات به منظور دستیابی به یک اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی است که بتواند در برابر بارهای لرزه‌ای (رفت و برگشتی) عملکرد مناسبی داشته و مانع از خرابی کلی سازه در اثر این نوع بارگذاری گردد.

همانگونه که گفته شد اتصالات قدیمی در قاب‌های خمشی فولادی به دلیل ایجاد تمرکز تنش در محل چشمه اتصال در رویارویی با بارهای تناوبی عملکرد بسیار ضعیفی داشته و منجر به خرابی کلی سازه می‌شدند. به همین دلیل دو رویکرد برای اصلاح این اتصالات شکل گرفت که یکی سخت کردن اتصالات و دیگری نرم کردن آن‌ها می‌باشد. برای نرم کردن اتصالات معمولاً برش‌هایی را در مقطع تیر در نزدیکی اتصال ایجاد می‌کنند که همین امر موجب هدایت تمرکز تنش از محل چشمه اتصال به داخل تیر می‌شود. محققین پیشین برش‌های مختلفی را امتحان کرده‌اند که در بین آنها برش شعاعی در بال تیر از لحاظ ویژگی‌های رفتاری دارای بهترین عملکرد می‌باشد.

۷-۲- نتایج

در مطالعه حاضر، هدف تعیین پارامترهای برش^۱ برای این نوع کاهش مقطع (برش شعاعی) است که بتواند بهترین عملکرد را در تقابل با بارهای تناوبی از خود نشان دهد. به همین منظور مقادیر مختلف از این پارامترها را با شیوه‌ای منطقی با یکدیگر ترکیب کرده و به شکل نمونه‌های زیرسازه‌ای (شکل ۳-۵) در نرم‌افزار ABAQUS مدل کردیم. در ابتدای کار ترکیب پارامترهای برش منجر به ایجاد ۲۰ نمونه مختلف شد که این نمونه‌ها به صورت جداگانه در نرم‌افزار مدل

¹ a, b, c

شده و نتایج حاصل از تحلیل آنها بر اساس معیارهای سه گانه (فصل ۶) در جدول (۶-۱) آورده شده است. جهت ارزیابی نتایج حاصله سه معیار استهلاک انرژی، دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال و سختی اولیه نمودار بار- تغییر مکان در نظر گرفته شد. بر اساس این معیارها کلیه نمونه‌ها بصورت دوجه دو با یکدیگر مقایسه شدند و اختلاف هر نمونه با نمونه بعدی خود در هر یک از پارامترها بر حسب درصد در یک ردیف مجزا بیان شد. با توجه به ضرایب اختصاص داده شده به معیارها، این درصدهای اختلافی وزن دار شده و با یکدیگر جمع جبری شدند. حاصل کار عددی است بر حسب درصد که میزان برتری یک نمونه را نسبت به نمونه دیگر نشان می‌دهد.

نتایج تحلیل نمونه‌ها در جدول ۶-۱ نشان داد که هر چه مقدار پارامتر a بیشتر شود میزان استهلاک انرژی نمونه مورد نظر به طور نسبی افزایش پیدا می‌کند. این امر بیشتر به دلیل دوری ناحیه کاهش یافته از چشمه اتصال است که منجر به افزایش سختی ناحیه اتصال تیر به ستون شده و همین امر باعث بالا رفتن میزان استهلاک انرژی نمونه‌ها می‌شود. اما در ارتباط با دو معیار دیگر، نتایج حاکی از آن است که این معیارها به هر سه پارامتر a و b و c وابسته است و نمیتوان یک سیر منطقی را در ارتباط با پاسخ آنها به تغییرات پارامترهای برش تعریف کرد.

جدول ۶-۲ نتایج حاصل از تحلیل و مقایسه رفتاری نمونه‌های جدول ۶-۱ را نشان می‌دهد. همانگونه که ملاحظه می‌شود برای پرهیز از طولانی شدن رساله تنها نمونه‌هایی که بهترین عملکرد را داشته‌اند با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده از جدول ۶-۲ مشاهده می‌شود که نمونه شماره ۱۹ با پارامترهای برش ($a=d, b=1.5d, c=0.1d$) دارای بهترین عملکرد در بین ۲۰ نمونه مدل‌سازی شده می‌باشد.

به منظور بالا بردن دقت تحقیق در دستیابی به پارامتر بهینه برش، گام‌های افزایشی پارامترها را در اطراف این نمونه (نمونه شماره ۱۹) ریزتر کرده و مدل‌سازی کردیم. نتایج حاصل از تحلیل این نمونه‌ها در جدول ۶-۳ آمده است. همانگونه که از نتایج این جدول مشاهده می‌شود، نمونه شماره ۲۴ با پارامترهای برش ($a=d, b=1.75d, c=0.1d$) دارای بهترین عملکرد در بین

نمونه‌های موجود در این جدول می‌باشد. با توجه به این که اطراف این نمونه در مدل‌سازی‌ها لحاظ شده است و ابعاد توصیه شده برای برش باید عملی و کاربردی باشند، لذا گام‌های افزایشی را از این کوچکتر نکرده و بنابراین نمونه شماره ۲۴ به عنوان نمونه دارای بهترین پارامترهای برش و نتیجه نهایی این تحقیق در نظر گرفته می‌شود.

به منظور مقایسه نتیجه بدست آمده از این تحقیق با مطالعات انجام شده توسط محققین پیشین و ارزیابی عملکرد الگوی برش لحاظ شده در این تحقیق با الگوهای دیگر، دو نمونه با پارامترهای برش بهینه با الگوهای برش متفاوت از مراجع [25] و [28] را با نمونه شماره ۲۴ در این تحقیق مقایسه کرده‌ایم. نتایج حاصل از این تحقیق در جدول ۶-۵ آمده است. با مشاهده این نتایج ملاحظه می‌شود که نمونه شماره ۲۴ دارای عملکرد بهتری نسبت به نمونه‌های با الگوی برش در جان می‌باشد که این خود دلیل موجهی بر برتری این الگوی برش نسبت به سایر الگوهای برش است.

از آنجایی که نتایج حاصل شده در بخش‌های قبلی بر اساس نمونه‌های دارای نیمرخ تیر با مشخصات IPE 400 صورت گرفته بود، در ادامه به منظور تعمیم نتایج بدست آمده از مرحله قبل مدل‌سازی‌ها را این بار با نیمرخ تیر با مشخصات IPE 300 انجام دادیم. شیوه کار به این شکل بود که در اطراف نمونه بهینه در مرحله قبل (نمونه دارای ابعاد برش $a=d, b=1.5d, c=0.1d$) این بار مدل‌سازی‌ها را با نیمرخ IPE 300 انجام دادیم. نتایج تحلیل این نمونه‌های جدید در جدول ۶-۵ آمده است. محاسبه معیارهای سه گانه برای این مدل‌ها و مقایسه آنها با یکدیگر همانگونه که در جدول ۶-۶ آمده است، نشان می‌دهد که در این حالت نیز نمونه شماره ۵ با همان ابعاد برش $(a=d, b=1.75d, c=0.1d)$ دارای بهترین عملکرد در بین سایر نمونه‌ها می‌باشد. این نتیجه نشان می‌دهد که این ابعاد برش مستقل از ابعاد نیمرخ تیر می‌باشد.

با توجه به اینکه کلیه نمونه‌هایی که تا کنون مدل‌سازی شده‌اند، بر این اساس استوار بودند که در قاب‌های خمشی محل تشکیل مفصل پلاستیک در وسط طول تیر و ستون می‌باشد. در حالی که

در عمل به دلیل گیردار بودن پای ستون محل تشکیل این مفصل متفاوت از وسط ستون است. به همین دلیل برای در نظر گرفتن این انحراف از رفتار واقعی در مدل سازی تئوری، تعدادی از نمونه‌هایی را که دارای بهترین عملکرد بر اساس معیارهای مورد نظر می‌باشند را مجدداً و این بار به شکل قاب‌های یک دهانه و دو طبقه که شبیه به مدل اصلی سازه می‌باشند را مدل سازی کرده‌ایم. نحوه مدل سازی و شیوه بارگذاری شبیه به نمونه‌های قبلی می‌باشد. نتایج حاصل از این مدل سازی در جدول ۶-۷ آمده است. پس از ارزیابی معیارهای سه گانه و مقایسه این نمونه‌ها بر اساس این معیارها همانگونه که در جدول ۶-۸ آمده است مشاهده می‌شود که در این نوع مدل‌ها نیز نمونه‌ای که دارای بهترین عملکرد است دارای ابعاد برش $(a=d, b=1.75d, c=0.1d)$ می‌باشد که این نتیجه نیز کاملاً منطبق با نتایج قبلی است.

۷-۳- پیشنهادها

- در این رساله کلیه برش‌های نمونه‌ها بصورت شعاعی در بال تیر انجام شده است. از آنجایی که تکنیک‌های مختلفی برای تضعیف تیر و ایجاد برش در آن وجود دارد می‌توان هندسه‌های دیگر برش در تیرها را نیز در نظر گرفته و کارایی این نوع برش‌ها را در این گونه اتصالات ارزیابی کرد. از انواع مختلف اینگونه برش‌ها می‌توان به برش گوه‌ای شکل، برش دایروی و برش نیم‌دایره در جان تیر و یا برش ثابت و ذوزنقه‌ای در بال تیر نام برد.
- در تحقیق حاضر، جنس فولاد به کار رفته در نیمرخ تیر و ستون از نوع فولاد ساختمانی رایج در ایران (فولاد A36) می‌باشد و بنابراین نتایج حاصل در این رساله بر این اساس بدست آمده است. جهت انجام تحقیقات تکمیلی می‌توان از فولاد با مقاومت‌های مختلف استفاده کرده و نتایج را با نتایج حاصل از تحقیق حاضر مقایسه کرد.
- همانگونه که در فصل پنجم گفته شد، استفاده از نمونه‌های با چشمه اتصال متوسط دارای بهترین عملکرد بوده و به همین دلیل در این تحقیق از این گونه اتصالات استفاده شده است. به عنوان پیشنهاد می‌توان در تحقیقات بعدی از مدل‌هایی با چشمه اتصال قوی و ضعیف نیز استفاده کرده و نتایج حاصل را با دستاوردهای این رساله مقایسه کرد.

[1] FEMA-350, **2000**, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[2] FEMA-355D, **2000**, State of the Art Report on Connection Performance, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[3] FEMA-355A, **2000**, State of the Art Report on Base Metals and Fracture, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[4] SAC 94-01, **1994**, Proceedings of the Invitational Workshop on Steel Seismic Issues, Los Angeles, September 1994, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[5] SAC 95-06, **1995**, Technical Report: Surveys and Assessment of Damage to Buildings Affected by the Northridge Earthquake of January 17, 1994, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[6] FEMA-267, **1995**, Interim Guidelines, Inspection, Evaluation, Repair, Upgrade and Design of Welded Moment Resisting Steel Structures, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[7] Engelhardt, M.D., Fry, G., Johns, S., Venti, M., and Holliday, S., **2000**, Behavior and Design of Radius-Cut, Reduced Beam Section Connections, SAC Report 00/17, SAC Joint Venture.

[8] Engelhardt, M.D., 1998, Design Recommendations for Radius Cut Reduced Beam Section Moment Connections, unpublished report based on presentation to AISC Annual Convention.

[9] ABAQUS User Manual Version 6.2-1. ABAQUS Inc.

[10] FEMA-351, 2000, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[11] ASTM, 1997, Standard Specification for Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products, ASTM A370, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

[12] UBC. Uniform Building Code, International Residential, 1994.

[۱۳] وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، مقررات ملی ساختمان ایران،

مبحث دهم. "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"

[14] Chen, S.J., 1996, "A Simple and Effective Retrofit Method for Steel Beam-to-Column Connections," Seventh US-Japan Workshop on the Improvement of Structural Design and Construction Practices, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[15] Chen, S.J., 1999, "Design of Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance," Workshop on Design Technologies of Earthquake-Resistant Moment Resisting Connections, Taipei, Taiwan.

[16] Engelhardt, M.D., 1998, Design Recommendations for Radius Cut Reduced Beam Section Moment Connections, unpublished report based on presentation to AISC Annual Convention.

[17] AISC, 2005, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois..

[18] Uang CM, Fan CC. Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section. J Struct Eng ASCE **2001**;127(9):1021-7.

[19] AISC, 2002, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

[20] Yu, Q.S., Gilton, C., and Uang, C.M., **2000**, Cyclic Response of RBS Moment Connections: Loading Sequence and Lateral Bracing Effects, SAC Report 00/22, SAC Joint Venture.

[21] A. Deylami and A. Moslehi Tabar, Experimental study on the key issues affecting cyclic behaviour of reduced beam section moment connections. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China

[22] ANSI/AISC 358-05, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. June 18, **2009**

[۲۳] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ۲۸۰۰ _ استاندارد ۱۳۸۴ (ویرایش سوم)

[24] ATC, **1992**, Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, Report ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[۲۵] سلیمانی ح. رافضی ب. "مطالعه پارامتریک بر یک اتصال RBS جدید با کاهش در ارتفاع جان تیر" چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران ۱۳۸۷

[26] Scott M. Adan and Lawrence D. Reaveley." The reduced beam section moment connection without continuity plates". 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, **2004**

[۲۷] دیلمی ا. حبشی ح.ر. "۱۳۸۳" مدل ساده المان تیر دارای اتصالات RBS با برش دایره‌ای"

[۲۸] سلیمانی ح. رافضی ب. "بررسی نقش چشمه اتصال در رفتار اتصال RBS با کاهش در ارتفاع

جان تیر" چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران ۱۳۸۷

ABSTRACT

After the 1994 Northridge earthquake many common connections beam to column were brittle failures. Connection is reduced to improve the performance of these connections was proposed. RBS connections with local reduction in cross section in the vicinity of the focus column prevent the stress concentration at the junction block and place a plastic hinge near the connection point of the column in taken from beam. RBS type of connection known as connection bone (Dogbone) where the arc of circle to cut the wings of beam has been a very good performance against seismic loads is shown. The study examined various aspects of cutting the connection and according to the criteria considered optimal binding geometry was chosen as the best cutting geometry.

Key words: RBS connection, Dogbone connection, optimal geometry, cyclic loads, finite element method



Shahrood University of Technology

Faculty of civil and Architectural Engineering

**Determination of optimum geometry of RBS connections for
seismic improvement of steel structures**

Hadi Einabadi

Supervisor:

Dr.V.R.Kalatjari

Advisor:

Dr. A.Keyhani

February 2013