

الحمد لله الذي
خلقنا من
الحمم



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

ارزیابی ظرفیت خمشی اتصالات شیاردار در ساختمان های فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح

نگارنده: حسین پیری

استاد راهنما

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور

سید محمد کلبادی

تیر ۱۳۹۹

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای حسین پیری با شماره دانشجویی ۹۶۰۴۳۴۴ رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان ارزیابی ظرفیت خمشی اتصال شیاردار در ساختمان های فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح که در تاریخ ۱۳۹۹/۰۴/۰۸ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰ ☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸-۱۸/۹۹ ☐
ج) درجه خوب: نمره ۱۷-۱۷/۹۹ ☒ د) درجه متوسط: نمره ۱۴-۱۵/۹۹ ☐
ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد ☐
نوع تحقیق: ☒ نظری ☐ عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر علی کیهانی	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور	سید محمد کلبدی	مربی	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استادیار	
۵- استاد امتحان اول	دکتر فرنوش یاسلیقه	استادیار	
۶- استاد امتحان دوم	دکتر جلیل شغانی	استادیار	

وزارت علوم، تحقیقات و فناوری
دانشگاه صنعتی امیرکبیر
مدیریت تحصیلات تکمیلی

تصوه: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مقطع کارشناسی ارشد) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم بہ

محبوب ترین واثرہ مادر لغت نامہ دلم،

امام زمان (عج) کہ ہرچہ دارم از اوست

و

مادر و پدر مہربانم کہ زندگیم را بدین مہر و عطوفت آنان می دانم

و

خواہر عزیزم کہ در این راہ مشق و حامی من بود.

شکر و قدردانی

بدون شک جایگاه و منزلت معلمان بالاتر از آن است که قادر باشیم، در مقام قدردانی از زحمات بی دریغ آن ها با

زبان ناتوانان، چیزی بنماییم. اما از آنجایی که تجلیل از معلم، انسانی که هدف و غایت آفرینش را تامین می کند برابر خود

واجب می دانم، اینک که به یاری خداوند یکتا این پایان نامه به اتمام رسیده است از تمام اساتید که به من در این راه کمک

کردند و بارها بهمانی های ارزنده خود به من کمک کردند صمیمانه سپاس گذارم و از آن ها قدردانی میکنم و از این دیکتا بهروزی و

پیروزی روز افزونشان را خواهم، بستم.

تهدنامه

اینجانب حسین پیری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه ارزیابی ظرفیت خمشی اتصالات شیاردار در ساختمان های فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی،

چکیده

بعد از خسارات قابل توجه بر روی اتصالات قاب خمشی فولادی در زلزله نورتریج، محققان به دنبال بهبود رفتار قاب خمشی با ایجاد اتصالی مناسب بودند. بنابراین مطالعات زیادی انجام شد و اتصالاتی پیشنهاد شد که اتصال شیاردار یکی از آنها است که با حذف نیروی برشی در جان تیر و انتقال مفصل پلاستیک به درون تیر و ناحیه‌ای دور از اتصال باعث بهبود عملکرد اتصال می‌شود. انتخاب هندسه مناسب به تعداد زیادی آزمایش و مدلسازی نیاز دارد، که موجب صرف هزینه و زمان زیادی برای مدلسازی و آزمایش‌ها می‌شود. در این مطالعه قصد داریم بهینه ترین مدل اتصال شیاردار را با استفاده از روش سطح پاسخ پیدا کنیم و رفتار آن را با اتصال شیاردار مقایسه کنیم. هدف از بهینه سازی مدل استفاده از روشی قدرتمند برای بهبود مقاومت و انعطاف پذیری سازه، افزایش جذب انرژی مدل شیاردار در مقایسه با طول شیار اولیه و جلوگیری از خسارت سازه با کاهش تنش و کرنش انتقال یافته از تیر به ستون می‌باشد. بر اساس نتایج بدست آمده، روش سطح پاسخ قادر است مقاومت، جذب انرژی و شکل پذیری بیشتری نسبت به نمونه اولیه ایجاد کند و همچنین استفاده از این روش تنش و کرنش در ناحیه اتصال تیر به ستون و ناحیه پانل کاهش می‌دهد و هزینه محاسباتی را در فرایند نتیجه گیری کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی: روش سطح پاسخ، اتصال با جان شیاردار، بهینه سازی، بال‌های تیر

فهرست مطالب

د	فهرست جداول
ه	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: کلیات
۲	۱-۱ مقدمه
۷	۲-۱ شکل پذیری سازه‌ها
۹	۳-۱ نحوه دو خطی کردن نمونه‌های تحلیلی
۱۰	۴-۱ مقاومت
۱۱	۵-۱ سختی
۱۱	۶-۱ مفصل و لنگر خمیری
۱۲	۷-۱ منحنی هیستریزیس و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها
۱۴	۸-۱ مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستم سازه‌ای
۱۵	۹-۱ اتصال شیاردار
۱۶	۱-۹-۱ طراحی اتصال شیاردار
۱۶	۲-۹-۱ هندسه اتصال شیاردار
۱۹	۱۰-۱ روش سطح پاسخ
۲۰	۱۱-۱ اهداف پژوهش
۲۲	۱۲-۱ ضرورت موضوع
۲۲	۱۳-۱ نوآوری
۲۳	۱۴-۱ فرضیات مسئله

- ۲۶ ۱-۲ مقدمه
- ۲۶ ۲-۲ مطالعات انجام شده
- ۲۶ ۱-۲-۲ آسلاام و همکاران
- ۲۸ ۲-۲-۲ هدایت و همکاران
- ۳۰ ۳-۲-۲ مهربان و همکاران
- ۳۱ ۲-۲-۴ مالکی و همکاران
- ۳۲ ۲-۲-۵ فنایی و همکاران
- ۳۴ ۲-۲-۶ عادل پرور و همکاران
- ۳۷ ۲-۲-۷ بررسی آیین نامه

- ۴۰ ۱-۳ مقدمه
- ۴۰ ۳-۲ آنالیز استاتیکی
- ۴۰ ۱-۲-۳ بارگذاری استاتیکی
- ۴۱ ۳-۳ مدل عددی
- ۴۱ ۱-۳-۳ مشخصات هندسی مدل SW
- ۴۳ ۲-۳-۳ مشخصات مکانیکی مدل
- ۴۳ ۴-۳ صحت سنجی

- ۴۸ ۱-۴ مقدمه
- ۴۹ ۲-۴ مدلسازی اتصال شیاردار و اتصال گیردار تقویت نشده جوشی
- ۵۱ ۱-۲-۴ بررسی نتایج مدلسازی اتصال های SW و WUF-W

۵۴.....۳-۴ مدل سازی با RSM

۵۵.....۱-۳-۴ بررسی نتایج بدست آمده از RSM

۵۶.....۲-۳-۴ بررسی تغییرات پارامترها

۵۹.....۳-۳-۴ پیشبینی مدل

۶۰.....۴-۳-۴ مدل سازی اتصال شیاردار و اتصال شیاردار بهینه شده

۶۰.....۵-۳-۴ بررسی نتایج مدل سازی اتصال های SW و Optimal-SW

۶۵ فصل ۵: نتیجه گیری و پیشنهادها

۶۶.....۱-۵ مقدمه

۶۶.....۲-۵ نتایج مقایسه اتصالات Optimal-SW، SW و WUF

۶۶.....۳-۵ پیشنهاد برای آیندگان

۶۷ پیوست ۱

۶۸ مراجع

فهرست جداول

جدول ۱-۱. پراکندگی زلزله هایی با بزرگی بیشتر از ۲ ریشتر ایران از سال های ۲۰۰۶ تا ۲۰۱۵.....	۲
جدول ۱-۳. مشخصات نمونه های مدل شده (ابعاد به سانتی متر)	۴۲
جدول ۲-۳. مشخصات مصالح نمونه های مدل شده	۴۳
جدول ۳-۳. نتایج نهایی مدل سازی های انجام شده	۴۶
جدول ۱-۴. مشخصات نمونه های مدل شده (ابعاد به سانتی متر)	۴۹
جدول ۲-۴. ضرایب شکل پذیری محاسبه شده برای WUF-W و SW	۵۳
جدول ۳-۴. جذب انرژی محاسبه شده برای WUF-W و SW	۵۳
جدول ۴-۴. سطح بندی پارامترهای ورودی	۵۴
جدول ۵-۴. نتایج مدل	۵۵
جدول ۶-۴. پارامترهای در نظر گرفته شده	۵۹
جدول ۷-۴. هندسه پیشبینی شده	۵۹
جدول ۸-۴. نمونه آزمایشگاهی مدل شده و مدل پیشنهادی (ابعاد به میلیمتر)	۶۰
جدول ۹-۴. ضرایب شکل پذیری محاسبه شده برای WUF-W و SW	۶۳
جدول ۱۰-۴. جذب انرژی محاسبه شده برای SW و Optimal-SW	۶۴

فهرست اشکال

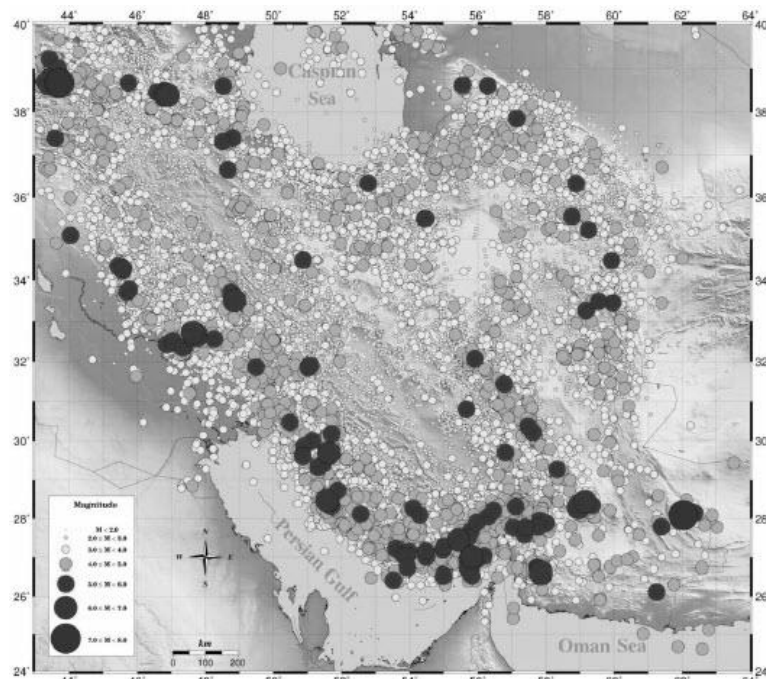
- شکل ۱-۱. نقشه پراکندگی زلزله‌هایی با بزرگی بیشتر از ۴ ریشتر ایران از سال‌های ۲۰۰۶ تا ۲۰۱۵..... ۲
- شکل ۱-۲. اجرای نادرست یک اتصال فولادی..... ۳
- شکل ۱-۳. نقشه اتصال "SW"..... ۶
- شکل ۱-۳. قاب‌های مقاوم خمشی..... ۷
- شکل ۱-۳. منحنی ایده آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم..... ۸
- شکل ۱-۳. سطوح مختلف شکل‌پذیری سازه..... ۹
- شکل ۳-۳. دو خطی سازی نمودار نیرو-تغییر مکان با روش پریستلی و پائولی..... ۱۰
- شکل ۱-۳. مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی..... ۱۰
- شکل ۱-۳. تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایشی..... ۱۱
- شکل ۱-۳. منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر..... ۱۲
- شکل ۱-۳. منحنی تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش..... ۱۲
- شکل ۱-۳. منحنی واقعی تنش-کرنش فولاد..... ۱۳
- شکل ۱-۳. منحنی هیستریزیس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال..... ۱۳
- شکل ۱-۳. رفتار سازه‌ها تحت بار چرخه‌ای..... ۱۴
- شکل ۱-۳. مقایسه رفتار خطی و غیر خطی ایده‌آل سیستمهای مقاوم ساختمانی..... ۱۵
- شکل ۱-۳. اتصال با جان شیاردار با سخت کننده عمودی بال تیر..... ۱۷
- شکل ۱-۳. مشخصات نیرو و خمش اتصال شیاردار..... ۱۷
- شکل ۱-۴. مفهوم طراحی لرزه ای..... ۲۱
- شکل ۱-۵. خرابی‌ها در ناحیه جوش اتصال تیر به ستون..... ۲۲
- شکل ۲-۱. نمونه‌های مدل شده در نرم افزار اجزاء محدود..... ۲۷
- شکل ۲-۲. ابعاد شیار مدل شده..... ۲۸
- شکل ۲-۳. انواع پیکربندی‌های بررسی شده..... ۲۹
- شکل ۲-۴. پیکربندی تیر پیشنهاد شده (BEC)..... ۳۰
- شکل ۲-۵. مدل‌سازی اتصال و ساختمان ۹ طبقه..... ۳۰
- شکل ۲-۶. مؤلفه های افقی ایستگاه زلزله نورتریگس ۹۴ (Northrix '94)..... ۳۱
- شکل ۲-۷. اتصال با جان شیاردار و بال کاهش یافته (SWRF)..... ۳۱
- شکل ۲-۸. اتصال با جان شیاردار و بال سوراخ دار (SWD F)..... ۳۳
- شکل ۲-۹. دیاگرام خمشی برپایه ATC-40..... ۳۵
- شکل ۲-۱۰. توزیع نیروها در مقطع A-B..... ۳۶
- شکل ۲-۱۱. اتصال با جان شیاردار و سخت کننده افقی جان تیر..... ۳۷

شکل ۲-۱۲. اتصال با جان شیاردار.....	۳۷
شکل ۳-۴. تاریخچه بارگذاری.....	۴۱
شکل ۳-۵. پیکربندی نمونه آزمایشگاهی.....	۴۱
شکل ۳-۶. همهی بخش‌های ساخته‌شده برای یک مدل ساخته شده.....	۴۲
شکل ۳-۷. جزییات اندازه شیار به میلی متر.....	۴۲
شکل ۳-۸. نمودار تنش - کرنش نمونه آزمایشگاهی.....	۴۳
شکل ۳-۱۰. پیکربندی نمونه آزمایشگاهی و مدلشده.....	۴۴
شکل ۳-۱۱. نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود.....	۴۴
شکل ۳-۱۲. نمودار چرخش پانل زون و منحنی پوش.....	۴۵
شکل ۴-۱. مدل SW.....	۵۰
شکل ۴-۲. مدل WUF-W.....	۵۰
شکل ۴-۳. اتصالات SW و WUF-W مدلسازی شده در گام آخر بارگذاری.....	۵۱
شکل ۴-۴. مقادیر کرنش در اتصال‌های SW و WUF-W.....	۵۱
شکل ۴-۵. تنش محل اتصال تیر به ستون.....	۵۲
شکل ۴-۶. تنش محل چشمه اتصال ستون.....	۵۲
شکل ۴-۷. نمودار هیستریزیس دو نمونه WUF-W و SW.....	۵۲
شکل ۴-۸. نمودار پوش و دو خطی دو نمونه WUF-W و SW.....	۵۳
شکل ۴-۹. نمودار مقادیر متناسب با باقیمانده.....	۵۶
شکل ۴-۱۰. نمودارهای کانتور براساس تغییر طول و پهنای شیار.....	۵۷
شکل ۴-۱۱. نمودارهای کانتور براساس تغییر طول برشگیر و سختکننده‌ی عمودی بال تیر.....	۵۸
شکل ۴-۱۲. مدل Optimal-SW.....	۶۰
شکل ۴-۱۳. اتصالات SW و Optimal-SW مدلسازی شده در گام آخر بارگذاری.....	۶۱
شکل ۴-۱۴. مقادیر کرنش برای دو اتصال SW و Optimal-SW.....	۶۱
شکل ۴-۱۵. تنش محل چشمه اتصال ستون برای دو اتصال SW و Optimal-SW.....	۶۲
شکل ۴-۱۶. تنش محل اتصال تیر به ستون برای دو اتصال SW و Optimal-SW.....	۶۲
شکل ۴-۱۷. نمودار هیستریزیس دو نمونه SW و Optimal-SW.....	۶۳
شکل ۴-۱۸. نمودار پوش و دو خطی دو نمونه SW و Optimal-SW.....	۶۳

فصل ۱: کلیات

۱-۱ مقدمه

زلزله به عنوان یک پدیده مخرب در اغلب مناطق دنیا ایمنی سازه‌ها و زندگی ساکنان آن را در معرض تهدید قرار داده است، به طوری که کاهش خسارت ناشی از زلزله همواره از اهداف محققین و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده است و عامل بالاتر رفتن اهمیت طراحی سازه در کشورهای لرزه خیز می‌باشد. ایران نیز به دلیل قرارگیری روی کمربند زلزله‌ی آلپ-همالیای جزو کشورهای لرزه‌خیز محسوب می‌شود و هرچند سال یکبار شاهد زلزله‌ای ویرانگر در نقاط مختلف کشور هستیم. وقوع ۱۵۹۰ زلزله با بزرگی بیشتر از ۴ ریشتر از سال ۲۰۰۶ تا ۲۰۱۵ میلادی شکل (۱-۱) نشان دهنده وجود یک خطر دائمی است. [۱]



شکل ۱-۱. نقشه پراکندگی زلزله‌هایی با بزرگی بیشتر از ۴ ریشتر ایران از سال‌های ۲۰۰۶ تا ۲۰۱۵ [۱]

جدول ۱-۱. پراکندگی زلزله‌هایی با بزرگی بیشتر از ۲ ریشتر ایران از سال‌های ۲۰۰۶ تا ۲۰۱۵ [۱]

تعداد زمین لرزه ها	محدوده بزرگی	تعداد زمین لرزه ها	محدوده بزرگی
143	$2 \leq M < 3$	39866	$M' < 2$
11	$2 \leq M < 3$	36550	$2 \leq M < 3$
2	$M \geq 7$	9454	$3 \leq M < 4$
		1434	$2 \leq M < 3$

Magnitude'

صنعت ساختمان از دیرباز یکی از مهمترین صنعت‌های همراه با زندگی روزمره‌ی انسان بوده است. این اهمیت به‌خاطر عوامل بسیاری شکل گرفته که اهمیت هر یک از آنها در طول زمان تغییر کرده است، گاهی بر اهمیت برخی افزوده و گاهی از اهمیت برخی دیگر کاسته شده است. ازجمله عواملی که همواره بر اهمیت آنها افزوده شده است، می‌توان به حفظ امنیت روانی، حفظ امنیت جانی و صرفه اقتصادی اشاره کرد. در مهندسی سازه بیشتر با ۲ عامل امنیت جانی و صرفه اقتصادی سروکار داریم. امروزه در مهندسی سازه تلاش بر آن است که با استفاده از افزایش روز افزون علوم و تکنولوژی‌های گوناگون، بتوان همراه با افزایش ایمنی جانی سازه، قیمت تمام شده‌ی سازه را هم کاهش داد.

سازه‌های فولادی یکی از رایج‌ترین نوع سازه‌های ساختمانی است. اصلی‌ترین عامل این کاربرد فراوان، ویژگی‌های بی‌همتای فولاد است. از جمله‌ی این ویژگی‌ها که فولاد را به فلز و مصالحی بی‌نظیر در صنعت ساختمان تبدیل نموده، می‌توان به مقاومت بالا، شکل‌پذیری^۱ و رفتار یکسان کششی و فشاری، اشاره کرد. عامل دیگری که به رواج سازه‌های فولادی کمک کرده، امکان تولید کارخانه‌ای بیشتر نیم‌رخ‌های به‌کار رفته در سازه‌های فولادی است. همه‌ی این عوامل منجر به برتری‌هایی چون شکل‌پذیری بالای سازه‌های فولادی، سرعت اجرای بالا در سازه‌های فولادی و غیره شده است. شاید بتوان گفت در مقایسه با سازه‌های همچون سازه‌های بتن مسلح کنترل کیفیت ساده‌تر و دقیق‌تر هم از محاسن سازه‌های فولادی است، اما به علت استفاده از عملیات جوشکاری کارگاهی (در محل) که امروزه رواج زیادی در اجرای سازه‌های فولادی دارد، کنترل کیفیت این دسته از سازه‌های فولادی (که با نام سازه‌های فولادی جوشی از آنها یاد می‌شود)، کمی دشوار و همراه با افزایش هزینه است.

یکی از مهم‌ترین بخش‌های سازه‌های فولادی، اتصال‌های آنها است. در مورد سازه‌های قاب خمشی فولادی که به‌خاطر شکل‌پذیری بالا، جزء بهترین سیستم باربر جانبی محسوب می‌شوند، می‌توان گفت مهم‌ترین بخش این سازه‌ها، اتصال‌های آنها است.

ساختمان‌های فولادی بخش قابل توجهی از ساخت و ساز در ایران را تشکیل می‌دهند، شاید سخت‌ترین قسمت از وظایف مهندس ناظر در کنترل کیفیت اجرایی یک ساختمان فولادی، اطمینان از درستی اتصال تیر به ستون باشد، به ویژه در امتدادی که صرفاً قاب خمشی در مقابل بارهای جانبی زلزله مقاومت می‌کند، بنابراین نیاز به طراحی اتصالی ساده و در عین حال کاربردی داریم.



شکل ۱-۲. اجرای نادرست یک اتصال فولادی

^۱ شکل‌پذیری یعنی، قابلیت استهلاک انرژی توسط رفتار غیر الاستیک.

در اواسط قرن بیستم میلادی مهندسان سازه بر این باور بودند که اتصالات خمشی (اتصالات گیردار) معمول به کار برده شده در سازه‌های قاب خمشی فولادی آن زمان می‌توانند چرخش‌های پلاستیک بزرگ تا میزان ۰,۰۲ رادیان و یا حتی بیشتر را تحمل کنند، بدون آنکه کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت آنها حاصل شود. حتی بسیاری از این مهندسان سازه بر این عقیده بودند که ساختمان‌های قاب خمشی فولادی هرگز در برابر زمین‌لرزه تخریب نخواهند شد و حتی در صورت وجود خرابی و آسیب، این آسیب‌ها تنها محدود به تسلیم و جاری شدن اعضا و اتصالات خواهد بود و تخریب کلی و اساسی در سازه رخ نخواهد داد. با این باورها، پس از سال ۱۹۶۰ میلادی، در تعداد زیادی از سازه‌ها از سیستم قاب خمشی فولادی استفاده می‌شد، به خصوص در ایالات متحده (بیشتر در مناطق غربی ایالات متحده) که با استفاده از سیستم قاب خمشی فولادی با اتصالات گیردار خمشی معمول در آن زمان، تعداد زیادی سازه‌های ساختمانی، صنعتی و ... طراحی و ساخته شدند. سرانجام در سال ۱۹۹۴ میلادی در ایالت کالیفرنیا آمریکا، زمین‌لرزه‌ی نورتریج رخ داد که نقش مهمی در روند پیشرفت اتصالات خمشی فولادی داشت؛ و باورهای قبلی مهندسان در مورد رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی و اتصالات گیردار آنها را به کلی زیر سوال برد. زمین‌لرزه‌ی نورتریج مهم‌ترین زمین‌لرزه، در روند روبه رشد اتصالات خمشی فولادی است. ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، بعد از زلزله نورتریج کالیفرنیا در سال ۱۹۹۴ تغییر کرد و با توجه به تجربیات بدست آمده ضوابط خاصی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و بتنی در آیین‌نامه‌های آمریکایی UBS, AISCT و ACI وضع گردید. [۲] به‌طوری‌که طراحی اتصالات فولادی را به ۲ دسته‌ی، اتصالات پیش‌نورتریج^۱ و اتصالات پس‌نورتریج^۲، تقسیم کرده‌است. در زمین‌لرزه‌ی نورتریج بیش از ۱۵۰ ساختمان قاب خمشی، به صورت جدی آسیب دید [۳،۴]. عملکرد این ساختمان‌ها، آئین‌نامه‌های ساختمانی رایج قبل از زمین‌لرزه‌ی نورتریج را که برای طراحی لرزه‌ای و ارزیابی سازه‌های قاب خمشی فولادی، استفاده می‌شد را به صورت اساسی زیر سوال برد [۳،۴]. همکاری مشترک "SAC"^۳، آزمایش‌های زیادی را به منظور غلبه بر عدم قطعیت پیچیده، در طراحی قاب‌های خمشی فولادی، به عمل آورد تا عملکرد چرخه‌ای (رفت و برگشتی) اتصال را با اصلاح جزئیات هندسی جوش، و یا اصلاح هندسه اتصال بهبود بخشد [۳].

¹ Pre-Northridge

² Post-Northridge

^۳ مخفف ابتدای نام سه گروه که پس از زمین‌لرزه‌ی نورتریج، با حمایت مالی OES (اداره‌ی خدمات اضطراری- Office of Emergency Services) و FEMA (سازمان فدرال مدیریت بحران- Federal Emergency Management Agency) برای ارائه‌ی شیوه‌های بازسازی و روش‌های طراحی جدید برای آسیب حداقلی به ساختمان‌های قاب خمشی فولادی، در زمین‌لرزه‌های آینده؛ با هم به همکاری پرداختند. نام این سه گروه از این قرار بود: SEA (انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا- Structural Engineers Association of California)، ATC (انجمن فناوری کاربردی- Applied Technology Council) و CUREE (کنسرسیوم دانشگاهی برای پژوهش در مهندسی زلزله- Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering).

در بین آئین‌نامه‌های ساختمانی رایج امروزی، پیش‌گام‌ترین آئین‌نامه در بحث اتصالات‌های خمشی فولادی، آئین‌نامه‌ی "AISC"^۱ است. به‌طوری‌که در سال ۲۰۰۵ (میلادی) آئین‌نامه‌ای مخصوص، برای اتصالات‌های خمشی فولادی با نام "اتصالات‌های پیش‌پذیرفته برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه و متوسط در کاربردهای لرزه‌ای"^۲ توسط AISC تهیه شد و با شماره ۳۵۸، موسسه‌ی استانداردهای ملی آمریکا^۳ ارائه گردید.^۴ در سال ۲۰۱۸ (میلادی) آخرین ویرایش آئین‌نامه اتصالات‌های پیش‌پذیرفته^۵ منتشر شد که همه‌ی ویرایش‌های قبلی خود را پوشش می‌دهد. در این آئین‌نامه ۱۰ دسته، اتصال خمشی تأیید شده وجود دارد که محدودیت‌ها و ضوابط طراحی هر کدام در یک فصل جداگانه توضیح داده شده است؛ و مهندسان در سازه‌های قاب خمشی متوسط^۶ و قاب خمشی ویژه^۷، یا باید از این اتصالات‌ها استفاده کنند و یا با آزمایش عملکرد اتصال مورد استفاده‌ی خود را به‌اثبات برسانند. نام‌های این اتصالات‌های پیش‌پذیرفته به ترتیب عبارت‌انداز [۵]:

۱. اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)^۸؛
۲. اتصالات‌های خمشی با ورق انتهایی گسترش‌یافته‌ی سخت‌شده و سخت‌نشده‌ی پیچی (BUEEP & BSEEP)^۹؛
۳. اتصال خمشی ورق با بال پیچ‌شده (BFP)^{۱۰}؛
۴. اتصال خمشی جان جوش‌شده و بال جوش‌شده‌ی تقویت‌نشده (WUF-W)^{۱۱}؛
۵. اتصال خمشی براکت پیچ‌شده‌ی "کایزر" (KBB)^{۱۲}؛
۶. اتصال خمشی "کان ایکس‌ال" (ConXL)^{۱۳}؛
۷. اتصال خمشی ورق کناری (بر-ورق) (SidePlate)^{۱۴}؛
۸. اتصال خمشی قاب مقاوم "سیمپسون استرانگ‌تای" (SST)^{۱۵}؛
۹. اتصال خمشی جفت‌تی^۱؛ و

^۱ انجمن (ساخت) فولاد آمریکا (American Institute of Steel Construction)

^۲ Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

^۳ [American National Standards Institute \(ANSI\)](http://www.ansi.org)

^۴ ANSI/AISC 358, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", Chicago.

^۵ ANSI/AISC 358-16

^۶ Intermediate Moment Frame (IMF)

^۷ Special Moment Frame (SMF)

^۸ Reduced beam section (RBS) moment connection

^۹ [Bolted unstiffened and stiffened extended end-plate](#) (BUEEP & BSEEP) [moment connections](#)

^{۱۰} Bolted fange plate (BFP) moment connection

^{۱۱} Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W) moment connection

^{۱۲} Kaiser bolted bracket (KBB) moment connection

^{۱۳} ConXtech ConXL (ConXL) moment connection

^{۱۴} SidePlate moment connection

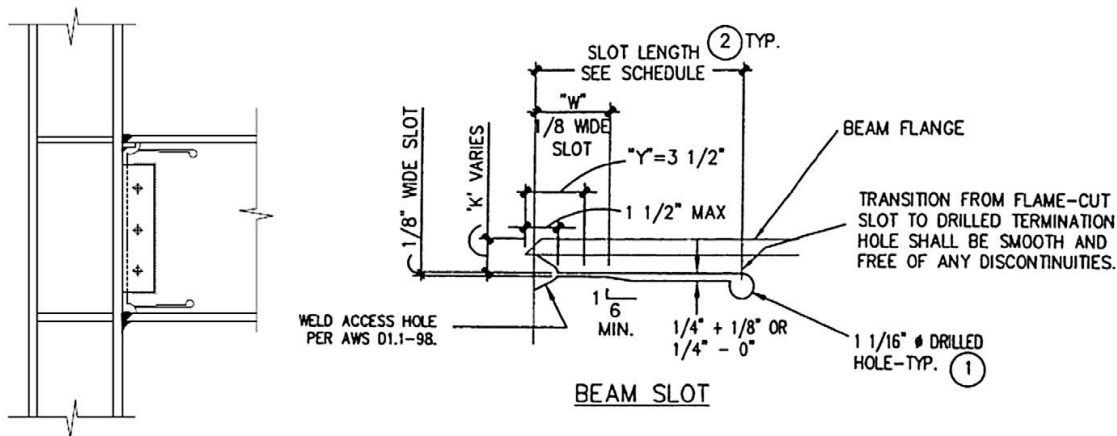
^{۱۵} Simpson Strong-Tie Strong Frame (SST) moment connection

۱۰. اتصال خمشی تیر با جان شیاردار (SW)^۲.

اتصال آخر در ویرایش سال ۲۰۱۸ (میلادی) به این آئین‌نامه اضافه شده است.

در این پایان‌نامه از اتصال خمشی تیر با جان شیاردار (SlottedWeb Moment Connection) با سرنام "SW" استفاده می‌شود (از این نام اختصاری در آیین‌نامه AISC 358 هم استفاده شده است).

در شکل ۳-۱ اتصال "SW" نشان داده شده است.



شکل ۱-۳. نقشه اتصال "SW" [۸]

برای دور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، ۲ راه کار وجود دارد:

۱. تقویت اتصال (در بر ستون)

۲. تضعیف موضعی تیر (با فاصله‌ی مشخص از برستون)

که در اتصال SW از راه کار دوم برای دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون استفاده شده است. از مزیت های اتصال تیر با جان شیاردار می توان موارد ذیل را نام برد:

این تغییرات در اتصال تیر با جان شیاردار به راحتی می تواند در ساختمان های جدید و موجود اعمال شود. [۶]. در اتصال تیر با جان شیاردار، طراحی شیارهای تیر اجازه می دهد که بال های تیر و جان تیر به طور مستقل خم شوند. جداسازی بال و جان تیر باعث جدا شدن تنش و کرنش در ناحیه اتصال می شود که عمر خستگی آن را افزایش می دهد. [۹، ۱۰، ۱۱]. مطالعات همچنین عملکرد مطلوب اتصالات تیر با جان شیاردار نشان می دهد. طراحی جان شیاردار [۱۰، ۱۱] ظرفیت خمشی پلاستیک تیر را بالا می برد، منطقه مفصل پلاستیک را در تیر به دور از وجه ستون انتقال می دهد و موجب تقریباً یکنواخت شدن تنش ها و کرنش های فشاری، در وجه ستون تا انتهای شیار می شود که این حالت انعطاف پذیری را افزایش می دهد. هدف از طراحی تیر با جان شیاردار رسیدن به حداکثر

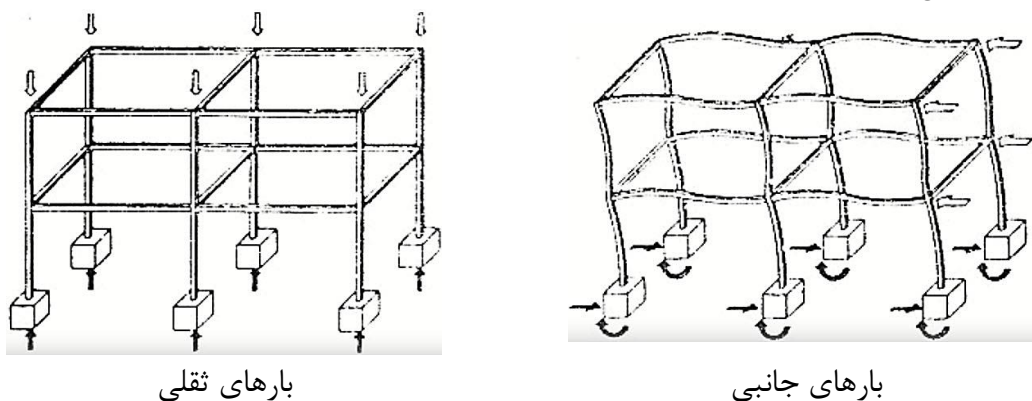
1 Double-tee moment connection

2 Slotted Web (SW) moment connection

ظرفیت خمش تیر و نیز انتقال مفصل پلاستیک از ستون به تیر است. در این اتصال انعطاف پذیری با حذف خمش پیچشی جانبی از تیر با جان شیاردار افزایش و تنش های باقی مانده در جوش کاهش می یابد. [۷، ۸].

سختی و شکل پذیری ود موضوع اساسی در طراحی ساختمان ها در برابر زلزله می باشند. [۱۲]. ایجاد سختی و مقاومت به منظور کنترل تغییر مکان جانبی و ایجاد شکل پذیری برای افزایش قابلیت جذب انرژی و تحمل تغییر شکل های خمیری اهمیت دارند. در طراحی ساختمان های فولادی مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستم های قاب های مقاوم خمشی، قاب های با مهاربند همگرا، واگرا و دیوار برش فولادی رایج است.

قاب های مقاوم خمشی، شامل ستون ها و تیرهایی است که توسط اتصالات خمشی به یکدیگر متصل شده اند. سختی جانبی این قاب ها به سختی خمشی ستون ها، تیرها و اتصالات در صفحه خمش بستگی دارد. در طراحی این قاب ها فلسفه تیر ضعیف و ستون قوی حاکم است. [۱۲]. این امر ایجاب می کند که تیرها زودتر از ستون ها تسلیم شوند و با شکل پذیری مناسب خود، انرژی زلزله را جذب و مستهلک کنند و اتصالات در بارهای حدی با شکل پذیری غیر ارتجاعی مناسب خود، قابلیت تحمل تغییر شکل های خمیری را بالا ببرند. این قاب ها دارای شکل پذیری مناسب ولی سختی جانبی کمتری هستند. (شکل ۱-۱).



شکل ۱-۴. قاب های مقاوم خمشی [۱۲]

۱-۲ شکل پذیری سازه ها

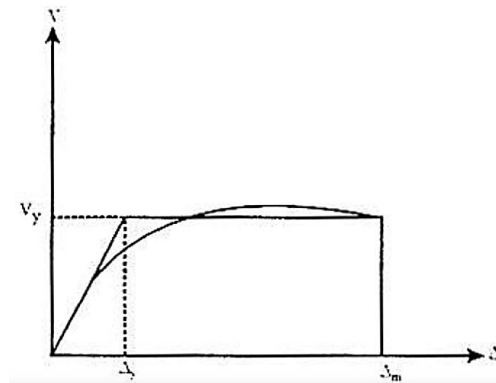
به طور معمول می توان منحنی برش پایه^۱ - تغییر مکان سازه ها را با یک نمودار دو خطی ایده آل ارتجاعی - خمیری جایگزین نمود. این نوع ساده سازی در سازه های معمول تقریب قابل قبولی دارد.

^۱ Base Shear

در یک سیستم یک درجه آزادی مقدار تغییر مکان جانبی حداکثر (Δ_m) به تغییر مکان جانبی تسلیم (Δ_y) ضریب شکل پذیری^۱ نامیده می‌شود و به صورت زیر بیان می‌گردد. [۱۳]

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۱-۱)$$

پارامترهای فوق در شکل (۱-۱) مشخص شده است.

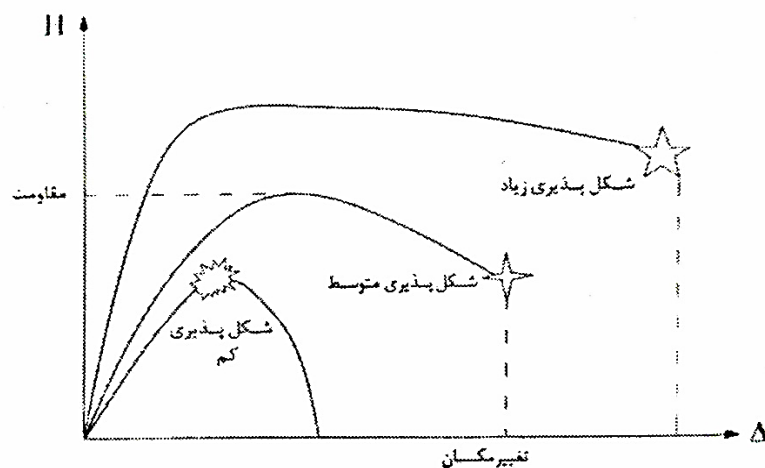


شکل ۱-۵. منحنی ایده آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم [۱۳]

در واقع ضریب شکل پذیری (μ) بیان گر میزان ورود سازه در ناحیه خمیری است. در سازه‌های چند درجه آزادی تعریف ضریب شکل پذیری قدری مشکل‌تر است، چون در این نوع سازه‌ها برای هر درجه آزادی می‌توان ضریب شکل پذیری جداگانه‌ای تعریف نمود. پوپوف^۲ شکل پذیری یک قاب را به صورت نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه پیشنهاد کرده است. به طور خلاصه می‌توان گفت هرچه تغییر مکان یک سازه بعد از تسلیم و قبل از انهدام بیشتر باشد، شکل-پذیری آن بیشتر است. جهت کاهش نیروهای جانبی وارده به سازه و ایجاد طرحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه خمیری باید این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. حرکات زلزله به صورت رفت و برگشتی بوده و سازه می‌تواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس مستهلک نماید. در شکل (۱-۷) سطوح متفاوتی از شکل پذیری سازه نشان داده شده است. [۱۳]

^۱ Ductility

^۲ Popov



شکل ۱-۶. سطوح مختلف شکل پذیری سازه [۱۵]

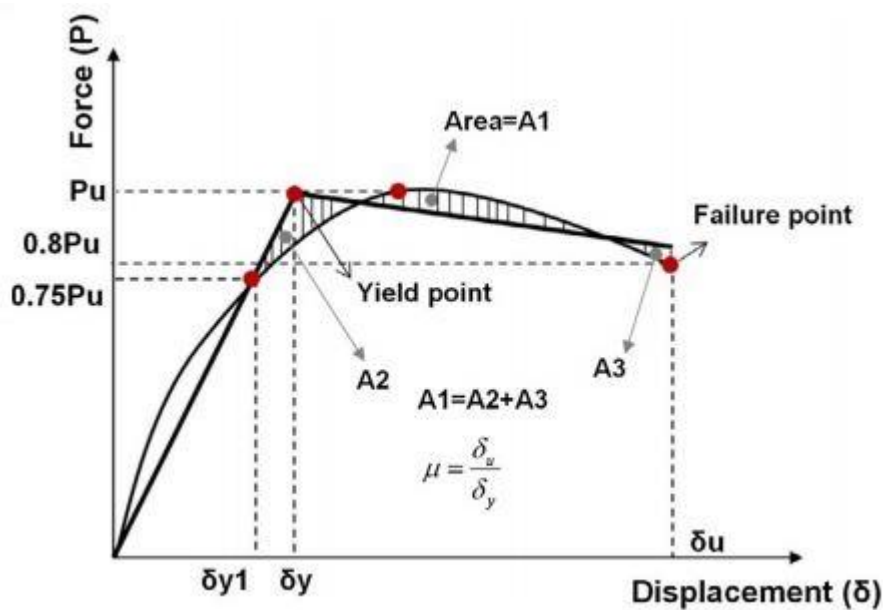
۱-۳ نحوه دو خطی کردن نمونه‌های تحلیلی

برای دو خطی کردن نمودارهای نیرو-تغییر مکان از روش پرایستلی پائولی همانطور که در شکل (۳-۳) نشان داده شده است. این روش که توسط پرایستلی پائولی بیان شد، ابتدا از روی نمودار تحلیل، حداکثر مقاومت را مشخص کرده و با استفاده از فرمول $0.75P_U$ روی نمودار آن را مشخص کرده و سپس از مبدا به این نقطه خطی رسم می‌گردد پس از آن یک مقدار برای P_U (مقاومت تسلیم سازه) فرض شده و از نقطه P_U خطی به نقطه 0.8 حداکثر مقاومت سازه وصل شده است. نقطه P_U را جوری باید فرض شود که سطح بالا و پایین بعد از نقطه $0.75P_U$ یکسان شود. جابه‌جایی متناظر با مقاومت نهایی سازه δ_U ، سختی موثر K_e ، شکل پذیری μ به دست می‌آید. برای محاسبه این پارامترها از رابطه (۳-۱) و (۳-۲) استفاده می‌شود:

$$K_e = \frac{P_U}{\delta_y} \quad (۳-۱)$$

$$\mu = \frac{\delta_U}{\delta_y} \quad (۳-۱)$$

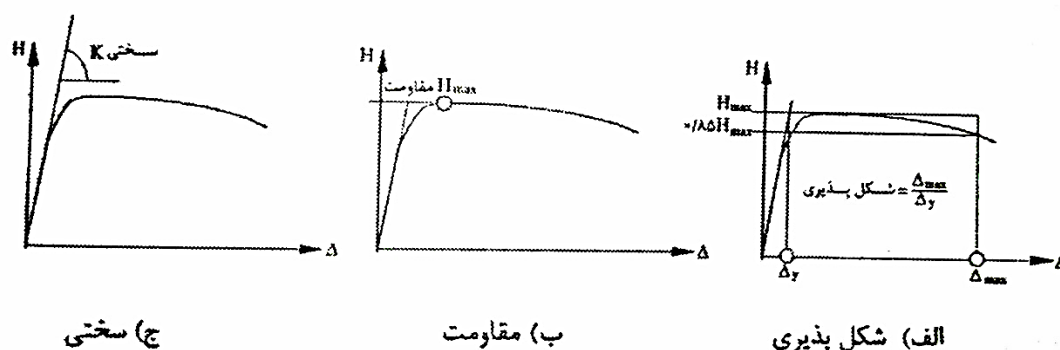
P_U مقاومت تسلیم بر حسب کیلونیوتن، δ_y جابه‌جایی متناظر با مقاومت تسلیم بر حسب میلی‌متر و δ_U جابه‌جایی متناظر با حداکثر مقاومت سازه یا 0.8 حداکثر مقاومت سازه بر حسب میلی‌متر است. بیشترین مقدار بار جانبی نمودار نیرو-تغییر مکان دوخطی شده به ما پارامتر تغییر مکان هدف با همان تغییر مکان نهایی را می‌دهد.



شکل ۷-۱. دو خطی سازی نمودار نیرو-تغییر مکان با روش پریستلی و پائولی [۱۴]

۴-۱ مقاومت

مقاومت به عنوان یک معیار طراحی لرزه‌ای است که جهت کنترل تنش‌ها ایجاد شده در سازه به کار می‌رود تا ایمنی کلی سازه‌ای به مخاطره نیافتد. معیار مقاومت به دو صورت معیار تسلیم و معیار خمیری شدن می‌تواند در طراحی سازه‌ها به کار رود. تنش‌های سازه در معیار مقاومت نباید از حد مقاومت نهایی مصالح بالاتر روند. در شکل (۸-۱) سه مفهوم شکل‌پذیری، مقاومت و سختی نشان داده شده است. [۱۵].



شکل ۸-۱. مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی [۱۵]

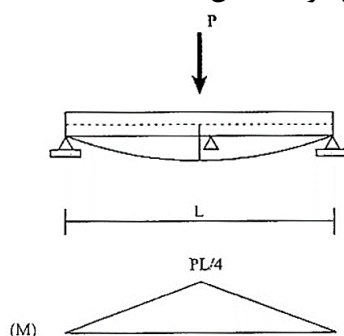
۵-۱ سختی

سختی یکی از پارامترهای مهم طراحی سازه در برابر بارهای جانبی است. شیب خط منحنی نیرو – تغییر مکان برابر با سختی می‌باشد. به بیان دیگر، سختی برابر با مقدار نیرو به ازای تغییر مکان واحد است. برای محدود کردن تغییر مکان نسبی طبقات در حد بهره برداری در زلزله‌های خفیف، جلوگیری از تغییر مکان زیاد طبقات در زلزله‌های متوسط و شدید، کاهش اثرات $P-\Delta$ و کنترل تنش سازه، سختی باید تا حد مورد نیاز افزایش یابد. افزایش سختی موجب کاهش زمان تناوب سازه می‌شود و روی جابه‌جایی‌ها اغلب اثری کاهنده دارد، به همین سبب اعضای غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها و میان‌قاب‌ها مقاومت و سختی سازه را افزایش داده و باعث تغییر در جابه‌جایی‌های سازه می‌شوند. تاثیر اعضای غیر سازه‌ای بر نیروی‌های زلزله نامشخص می‌باشد اما تقریباً همیشه باعث کاهش جابه‌جایی‌ها شده و نقش موثری در پایداری سازه‌ها دارند البته آثار نامطلوب ناسازه‌ها نظیر سختی نامتقارن که موجب پیچش و افزایش لنگر واژگونی سازه‌ها می‌شود، باید مورد بررسی قرار گیرد.

۶-۱ مفصل و لنگر خمیری

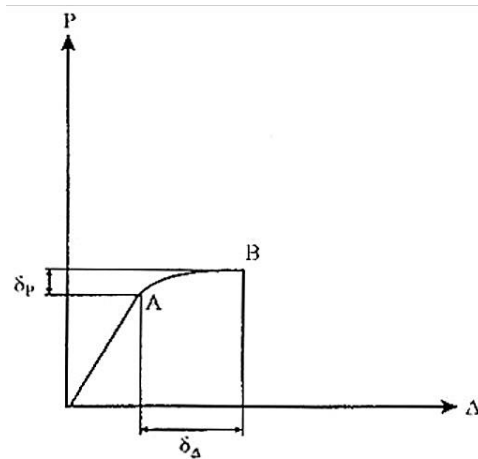
مفصل خمیری^۱ در یک قطعه به حالتی گفته می‌شود که در آن (یا مقطعی از آن) با افزایش بسیار اندک نیرو، تغییر شکل قابل توجهی ایجاد شود. به عنوان مثال اگر یک تیر ساده، تحت اثر بار افزایشی قرار گیرد، منحنی نیرو – تغییر مکان آن مانند شکل (۱-۱۰) خواهد بود. [۱۳].

همانطور که در شکل (۱-۱۱) مشاهده می‌شود در ناحیه AB، تغییر مکان تیر افزایش قابل توجهی می‌یابد، در حالی که بار وارده آن چنان افزایش نیافته است. این به این مفهوم است که با افزایش بارهای خارجی، لنگر خمشی در مقطع مورد نظر زیاد شده و به تدریج تارهای انتهایی مقطع وارد مرحله تسلیم می‌شوند. با افزایش بار تمامی تارهای مقطع تسلیم شده و به این ترتیب مقطع خمیری کامل و مفصل خمیری تشکیل می‌شود. لنگر ایجاد شده در این مقطع که تا زمان انهدام تقریباً ثابت باقی می‌ماند، لنگر خمیری نامیده می‌شود. (شکل (۱-۱۲)) [۱۳].

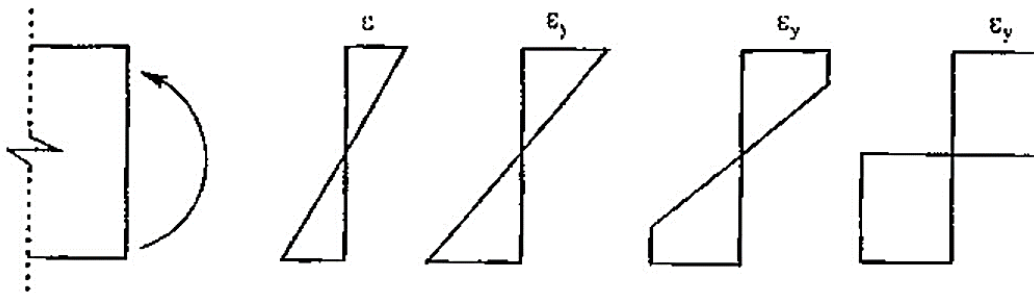


شکل ۹-۱. تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایشی [۱۳]

^۱ Plastic Hing



شکل ۱۰-۱. منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر [۱۳]

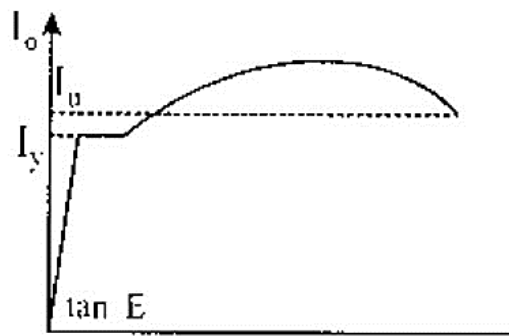


شکل ۱۱-۱. منحنی تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش [۱۳]

۷-۱ منحنی هیستریزیس^۱ و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها

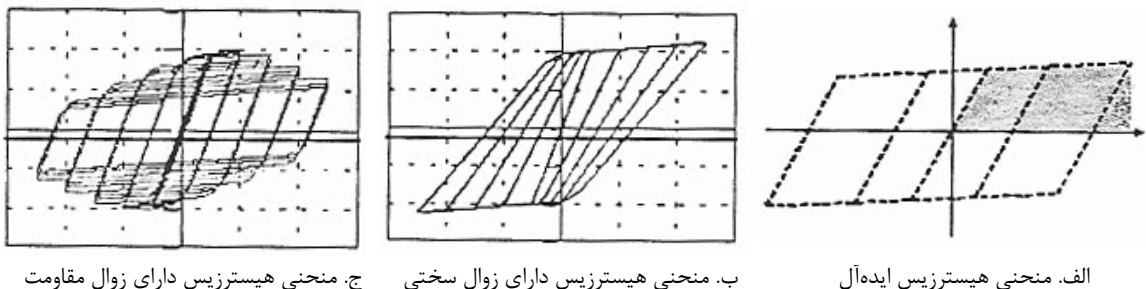
یکی از خصوصیات مصالح معمول ساختمانی داشتن ناحیه غیر خطی بعد از گذر از مرحله خطی است، مصالح بعد از تسلیم (ورود به ناحیه غیرخطی) توانایی تحمل نیروی خود را به طور کامل از دست نداده و می‌توانند مقداری نیرو تحمل نمایند. این موضوع در رفتار فولاد به عنوان شاخص‌ترین مصالح ساختمانی به خوبی قابل مشاهده است. (شکل (۱-۱۳))

^۱ Hysteresis



شکل ۱-۱۲. منحنی واقعی تنش-کرنش فولاد [۱۳]

به منظور جلوگیری از طراحی مقاطع غیر اقتصادی لازم است که با شناخت کافی از رفتار خمیری مصالح، از این توانایی آن‌ها در طراحی استفاده گردد. در انتهای ناحیه غیر خطی نمودار تنش-کرنش، مصالح به حد گسیختگی می‌رسد که به این حد، حد نهایی یا نقطه انهدام مصالح می‌گویند. اگر یک میله را تحت کشش محوری رفت و برگشتی قرار دهیم، منحنی نیرو - تغییر مکان آن به صورت شکل (۱-۱۴) است. کل انرژی انتقالی به میله سطح دوزنقه‌ای است که سطح مثلث بیان‌گر انرژی است که در اثر بار برداری برگشت داده شده و سطح متوازی الاضلاع باقیمانده بیان‌گر انرژی جذب شده توسط عضو می‌باشد. هر چه سطح متوازی الاضلاع بزرگتر باشد نشان دهنده جذب انرژی بیشتر توسط سیستم است. (شکل (۱-۱۴)) [۱۳].



الف. منحنی هیستریزیس ایده‌آل ب. منحنی هیستریزیس دارای زوال سختی ج. منحنی هیستریزیس دارای زوال مقاومت

شکل ۱-۱۳. منحنی هیستریزیس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال [۱۳]

در صورت تکرار این منحنی برای چند سیکل می‌توان اطلاعات مختلفی از منحنی حاصل برداشت کرد که عبارتند از :

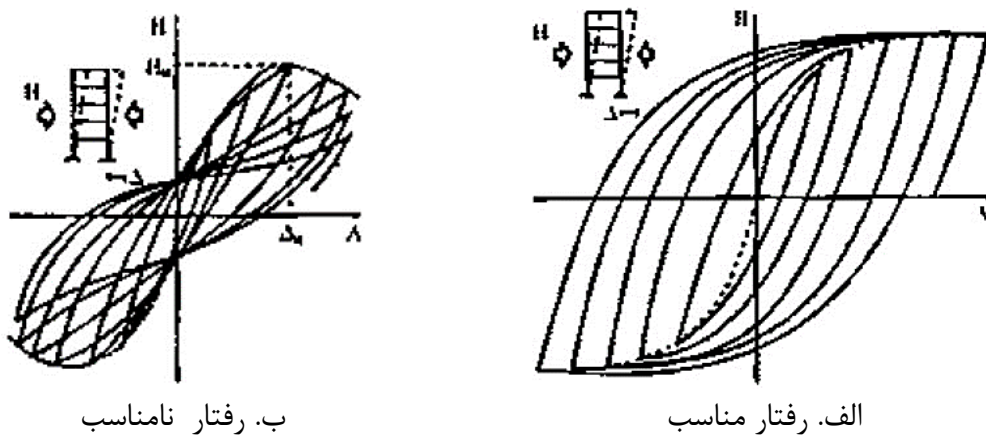
- ۱- میزان جذب انرژی سیستم (با توجه به سطح محدود به منحنی)
- ۲- سختی سازه در هر دوره بارگذاری (در صورتی که سختی سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال سختی می‌باشد).
- ۳- مقدار مقاومت سازه در هر دوره بارگذاری (در صورتی که نقطه انتهایی متناظر با مقاومت سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال مقاومت می‌باشد).
- ۴- شکل‌پذیری سیستم در مدت عملکرد زلزله

۵- تعداد حداکثر دوره‌های رفت و برگشت

لذا ملاحظه می‌گردد که دیاگرام هیستریزیس جهت بررسی و شناخت رفتار لرزه‌ای سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و در مدل‌سازی تحلیلی و یا آزمایشگاهی، این منحن به عنوان معیاری برای سنجش رفتار دستگاه به کار می‌رود.

از اتصال نقاط اوج منحنی‌ها در یک مجموعه منحنی بارگذاری و باربرداری، منحنی پوش هیستریزیس به دست می‌آید. (شکل (۱-۱۵)).

به طور معمول اگر بارگذاری به صورت افزایشی و یک‌طرفه انجام شود، منحنی برش پایه - تغییر مکان حاصل با تقریب مناسبی منطبق بر منحنی پوش هیستریزیس خواهد بود. [۱۳].

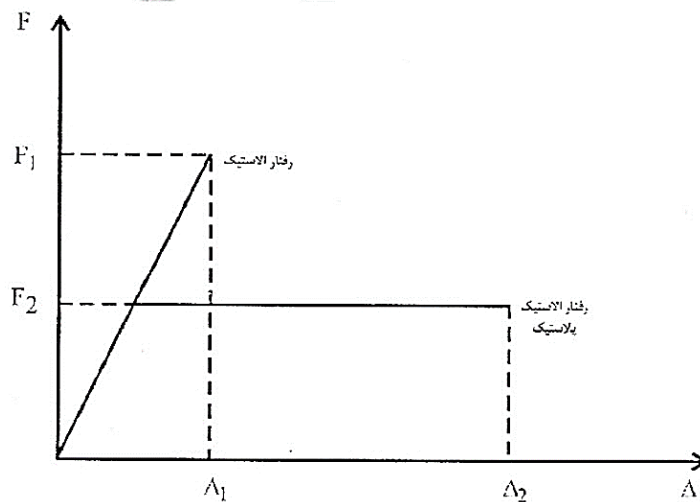


شکل ۱-۱۴. رفتار سازه‌ها تحت بار چرخه‌ای [۱۳]

۸-۱ مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستم سازه‌ای

دو نوع رفتار سازه‌ای در شکل (۱-۱۶) نشان داده شده است. از مقایسه دو نوع رفتار خطی و غیر خطی این نتیجه به دست می‌آید که اگر یک سیستم با رفتار خطی بخواهد انرژی زلزله را جذب کند باید دارای ظرفیت باربری به اندازه F_1 باشد، در این صورت سازه تغییر مکان ماکزیممی برابر Δ_1 را تجربه خواهد کرد.

در سیستم غیرخطی با حد جاری شدن F_2 ، سیستم سازه‌ای باید برای نیروی F_2 طراحی گردد ولی تغییر مکان Δ_2 تجربه خواهد کرد. [۱۳].



شکل ۱-۱۵. مقایسه رفتار خطی و غیر خطی ایده آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی [۱۳]

همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌گردد، F_2 کوچکتر از F_1 است ولی Δ_2 بزرگ‌تر از Δ_1 است. در سیستم با رفتار خطی همه تغییر شکل‌ها ارتجاعی هستند، ولی در سیستم غیر خطی، قسمتی از تغییر شکل‌ها ارتجاعی و بخش دیگر غیر ارتجاعی هستند. طراحی سازه برای نیروی کمتر F_2 منجر به اقتصادی شدن مقاطع می‌گردد. هم‌اکنون روش توصیه شده در همه آیین‌نامه‌ها بر این مبنا استوار است که سازه بر اساس نیروهای کمتر (کاهش یافته) طراحی می‌گردد و با روش‌ها و جزییات خاص امکان پذیرش تغییر شکل‌های غیر خطی بزرگتر (Δ_2) در سازه ایجاد شود. لذا طراحی شکل‌پذیر سازه-ها را می‌توان به این ترتیب خلاصه کرد که در این روش، طراحی سازه بر مبنای نیروهای کمتری انجام می‌گردد ولی باید با تدابیر ویژه امکان پذیرش تغییر مکان‌های زیاد در اعضا را ایجاد کرد. [۱۳].

۹-۱ اتصال شیاردار

قاب‌های خمشی با اتصال شیاردار یکی از جدیدترین اتصالاتی است که با استفاده از جزییاتی سعی در بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی دارند. در این قاب‌ها با ایجاد شیاری در جان تیر محل تشکیل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال تیر به ستون دور می‌شود. به دلیل جدا کردن بال تیر از جان تیر رفتار کمانش پیچشی جانبی نیز در اتصال شیاردار حذف می‌شود. در این نوع اتصالات به دلیل کاهش مقادیر تنش وارد شده از تیر به ستون، ضریب شکل‌پذیری اتصال کاهش می‌یابد. از این اتصالات می‌توان در طراحی ساختمان‌های جدید یا مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود نیز استفاده کرد.

ضوابط طراحی قاب‌هایی با اتصالات شیاردار هنوز در تمام آیین‌نامه‌های معتبر دنیا به طور کامل پوشش داده نشده است، آیین‌نامه AISC 358 پیشنهاداتی در مورد طراحی این نوع اتصال ارائه کرده است. [۱۶].

۹-۱-۱ طراحی اتصال شیاردار

براساس آیین نامه AISC، قاب خمشی با اتصالات شیاردار باید برطبق شرایط زیر در نظر گرفته شوند. [۴۳] اتصال تیر به ستون قابلیت انعطاف پذیری را برای تحمل حداقل چرخش ۰/۰۴ رادیان داشته باشد و مقاومت خمشی اتصال با چرخش ۰/۰۴ رادیان نسبت به خمش پلاستیک اسمی از وجه ستون، حداکثر ۲۰٪ کاهش یابد. مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تحت بار لرزه ای اتصال مطابق رابطه (۲) ارزیابی می شود:

$$V = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (۴-۱)$$

که در این رابطه L_h, M_p, R_y به ترتیب ضریب افزایش تنش تسلیم، خمش پلاستیک اسمی، فاصله از محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر می باشند. برای رسیدن به شرایط مذکور، اتصالات مختلف، تحت بارگذاری سیکلی از لحاظ پایداری و انعطاف پذیری با توجه به روش های موجود و آیین نامه های معتبر مورد بررسی قرار گرفته اند. در طراحی ناحیه پانل زون نسبت مقاومت برشی ناحیه پانل زون به برش موجود ($\frac{V}{R_v}$) بررسی شده است. پارامترهای این معادله با استفاده از معادله ۲ در زیر محاسبه می شده اند، که معادله V برای اتصال شیاردار که در آن مفصل پلاستیک دور از صفحه برش تشکیل شده است، اصلاح شده است. [۴۳].

$$R_v = 0.55F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3b_c t_f^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (۵-۱)$$

$$V = \Sigma \frac{(M_p + M_p/L * e)}{(d_b - t_{fb})} \quad (۶-۱)$$

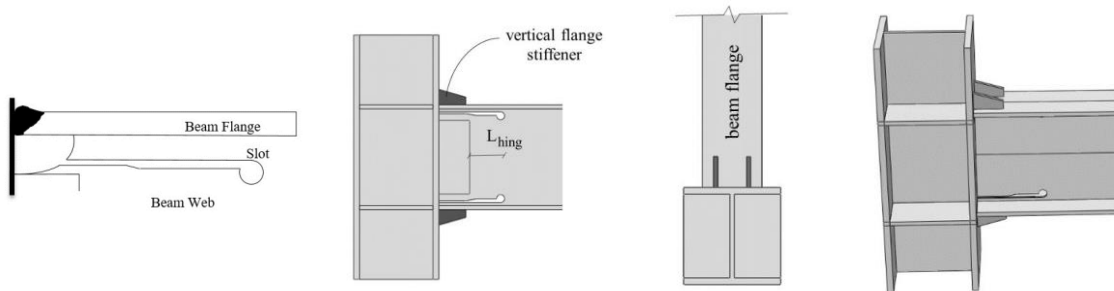
$$L = \frac{L_b - 2e}{2} \quad (۷-۱)$$

که در این رابطه $d_c, t_{wc}, b_c, t_f, d_b, M_p, h, L_b, e, F_y$ به ترتیب تنش تسلیم ناحیه پانل، فاصله مفصل پلاستیک تیر از وجه ستون، طول تیر، ارتفاع ستون، لنگر وارد شده توسط تیر در وجه ستون، عمق تیر، ضخامت بال تیر، پهنای بال تیر، ضخامت جان ستون، عمق ستون می باشند. در ادامه هندسه اتصال شیاردار مورد بررسی قرار گرفته است.

۹-۱-۲ هندسه اتصال شیاردار

اتصال با جان شیاردار به روش های مختلفی به ستون متصل می شود. از مهم ترین آن ها می توان به اتصال جوشی تیر به ستون یا اتصال آن ها با استفاده از ورق های فوقانی و تحتانی اشاره کرد. در هر دو حالت از برشگیر در جان استفاده می شود. [۱۷]. به طور کلی برای هر اتصال با توجه به ابعاد آن مشخصات هندسی شیار متفاوت خواهد بود. [۱۸]. این روش، از شکل گیری بیش از اندازه برش در

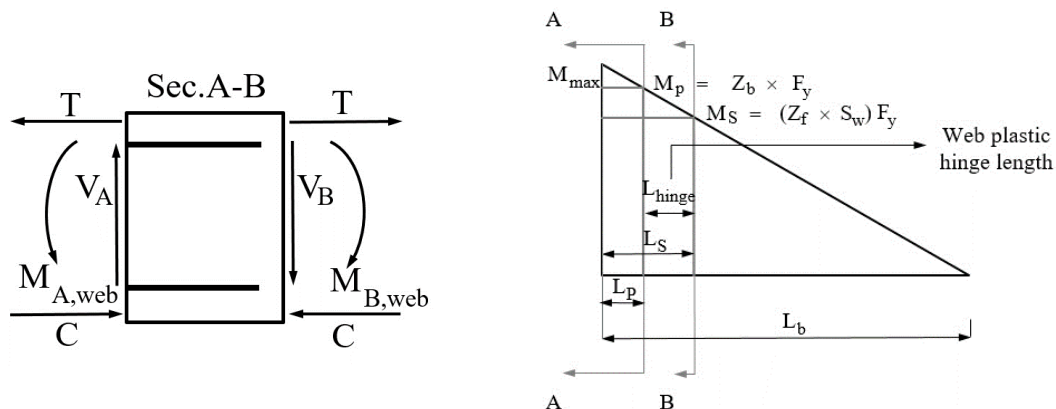
بال تیر در ناحیه اتصال جلوگیری می کند [۱۹]. (مقدار برش در بال تیر از حدود ۵۰ درصد قبلی به ۳ درصد کاهش می یابد). در شکل ۱ جزئیات ناحیه شیار شیار مشاهده می شود.



الف. نمای سه بعدی ب. نمای جلویی ج. نما از پهلو د. جزئیات اتصال شیاردار

شکل ۱-۱۶. اتصال با جان شیاردار با سخت کننده عمودی بال تیر

طراحی اتصال شیاردار بر مبنای دیاگرام خمشی (براساس ATC-24) که در شکل ۳ نشان داده شده است، انجام شده است. در این نوع اتصال، تشکیل مفصل پلاستیک از بال تیر شروع می شود و تا انتهای شیار ادامه پیدا می کند. با تعادل گیری برای مقطع A-A و B-B نشان داده شده در شکل ۳، طول مفصل پلاستیک و محلی که باید شیار در آن قسمت ایجاد شود، بدست می آید. [۹]. در شکل ۳، توزیع نیرو در هر دو مقطع A-A و B-B در بال ها و جان تیر، شرح داده شده است.



ب. توزیع نیرو در مقطع A-B

الف. دیاگرام خمشی

شکل ۱-۱۷. مشخصات نیرو و خمش اتصال شیاردار [۴۳]

این واضح است که کاهش ممان در مقطع A-A تیر به سمت مقطع B-B تیر یک مرز K شکل بین ناحیه ی الاستیک و پلاستیک داخل تیر ایجاد می کند. طول این ناحیه برابر با مفصل پلاستیک تیر است، با نوشتن تعادل بین مقاطع A-A و B-B ما داریم [۹]:

$$M_A = M_B + P_U(L_S - L_P) \quad (۸-۱)$$

$$Z_b \times F_y = (Z_f - S_w)F_y + P_u(L_s - L_p) \quad (9-1)$$

$$P_u = \frac{Z_b F_y}{(L_b - L_p)} \quad (10-1)$$

$$Z_b = Z_F + Z_W \quad (11-1)$$

$$Z_F + S_W = Z_b + \frac{Z_W}{3} \quad (12-1)$$

حداکثر نیروی مؤثر در تیر که قادر است تمام مقطع A-A تیر را به تسلیم برساند. با معادله (7) محاسبه می‌شود. دیگر پارامترهای مؤثر، طول شیار، مدول الاستیک و پلاستیک بال و جان تیر می باشد که ارتباط آن ها به شرح زیر است. [۹]. با جایگذاری رابطه 8 و 9 در 6 و ساده سازی آن ها، طول مفصل پلاستیک می تواند با معادله 10 محاسبه شود.

$$L_{hinge} = (L_b - L_p) \left[\frac{Z_b - Z_f}{3Z_b} \right] \quad (13-1)$$

که در اینجا $L_{hinge}, Z_b, Z_w, Z_f, L_s, L_p, P_u, M_B, M_A$ به ترتیب لنگر مقطع A، لنگر مقطع B، نیروی مؤثر در تیر، طول نواحی از شیار، اساس مقطع بال تیر، اساس مقطع جان تیر، اساس مقطع تیر، طول ناحیه مفصل پلاستیک می باشند.

بر اساس تحقیقات انجام گرفته بر روی تیرهای بال پهن طول شکاف مطابق رابطه ۱، پیشنهاد شده است. بیشتر شدن طول شیار از مقدار مجاز سبب شکست ناحیه اتصال و تسلیم زود هنگام جان تیر می گردد.

$$L_s = \min \left\{ 1.5b_f, 0.60 t_{bf} \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{d}{2}, L_p + \frac{L_b - L_p}{10} \right\} \quad (14-1)$$

که در اینجا $L_s, b_f, t_{bf}, f_{ye}, d, L_p, L_b$ به ترتیب طول تیر، طول ناحیه ای از مفصل پلاستیک (شکل ۱)، عمق تیر، تنش تسلیم، ضخامت بال، پهنای بال، طول شیار می باشند. [۲۰].

عرض شیار تاثیر زیادی در عملکرد لرزه ای اتصال ندارد. عرض شیار معمولاً از بر ستون تا انتهای ورق برشی از ۳/۲ میلیمتر تا ۵/۲ میلیمتر در نظر گرفته می شود. سپس شیب با نسبت ملایم ۱ به ۶ افزایش یافته و عرض شیار به مقدار ۶/۴ میلیمتر تا ۹/۶ میلیمتر می رسد و با همین اندازه تا مرکز سوراخ انتهایی پیش می رود. مطلب بعدی که از اهمیت برخوردار است قطر حفره انتهایی شیار می باشد. [۲۱]. هدف از این حفره حذف تمرکز تنش در انتهای شیار است. [۲۲]. بال تیر دقیقاً در این محل شروع به گسیختگی ناشی از کشش نموده و خود اتصال از شکست مصون می ماند. [۲۳].

براساس آیین نامه AISC، اتصالات قاب خمشی ویژه مد نظر ما برطبق شرایط زیر باید در نظر گرفته شوند. [۳۱]. اتصال تیر به ستون قابلیت انعطاف پذیری را برای تحمل حداقل چرخش ۰/۰۴ رادیان داشته باشد و مقاومت خمشی اتصال با چرخش ۰/۰۴ رادیان نسبت به خمش پلاستیک اسمی از وجه ستون، حداکثر ۲۰٪ کاهش یابد. مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تحت بار لرزه ای اتصال مطابق رابطه (۲) ارزیابی می شود:

$$V = \frac{2(1.1R_y L_p)}{L_h} \quad (۱۵-۱)$$

که در این رابطه L_h, M_p, R_y به ترتیب ضریب افزایش تنش تسلیم، خمش پلاستیک اسمی، فاصله از محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر می باشند. برای رسیدن به شرایط مذکور، اتصالات مختلف باید تحت بارگذاری سیکلی از لحاظ پایداری و انعطاف پذیری با توجه به روش های موجود و آیین نامه های معتبر مورد بررسی قرار بگیرند. [۴۳]. بر طبق مطالعات انجام گرفته قطر حفره انتهایی در صورتی که ارتفاع تیر از ۶۱۰ میلی متر بیشتر باشد، ۲۷ میلی متر، در غیر این صورت قطر حفره انتهایی ۲۱ میلی متر در نظر گرفته می شود. مطالعه تحلیلی اتصال با جان شیاردار نشان می دهد، به علت خمش سریع بالهای تیر و همچنین کاهش در مقاومت اتصال درمقایسه با همتای بدون شیار آن انعطاف پذیری نا مطلوبی در آن وجود دارد. [۲۴]. بدین ترتیب به منظور بهبود رفتار اتصال و جلوگیری از خمش سریع بالها، استفاده از سخت کننده های عمودی بال در فاصله بین وجه ستون و انتهای صفحه برش نتایج مطلوبی را از خود نشان می دهد. [۲۵]. طراحی چنین اتصالاتی با جان شیاردار به همراه سخت کننده های عمودی در شکل ۳ نشان داده شده است. [۲۶]

۱-۱۰ روش سطح پاسخ

در این پایان نامه، از روش سطح پاسخ برای پیدا کردن بهینه ترین مدل و یافتن موثرترین پارامترها در هندسه مدل استفاده شده است. از روش سطح پاسخ (RSM) در بهینه سازی و مقاوم سازی سازه ها، برای موضوع های متفاوتی استفاده شده است. [۲۷، ۲۸]. RSM مجموعه ای از روش های آماری و ریاضی است که برای تحلیل و مدلسازی مسئله ها مناسب است و در آن پاسخ وابسته به پارامترهای ورودی تعریف شده است، هدف از به کارگیری این روش بررسی ارتباط بین متغیرهای ورودی و خروجی و همچنین پیدا کردن بهینه ترین مدل می باشد. [۲۹]. این روش با معیار قرار دادن تعداد متغیرها و حدود بیشینه و کمینه تعیین شده برای هر متغیر، ماتریس آزمایش را طراحی می کند.

بدین ترتیب تعداد آزمون ها و سطوح هر متغیر در هر آزمون مشخص می شود. از آنجایی که سطح پاسخ یک تابع تحلیلی یا صریح فراهم می کند، عملیات بعدی (مثلاً مقاوم سازی یا بهینه سازی) روی سیستم بسیار سریع انجام می شود و نیازی به آزمایش یا شبیه سازی اضافی نیست [۳۰]. طرح آزمایش به نحوی است که حتی بدون تکرار آزمون، نتایج آماری قابل اعتمادی به دست می آید.

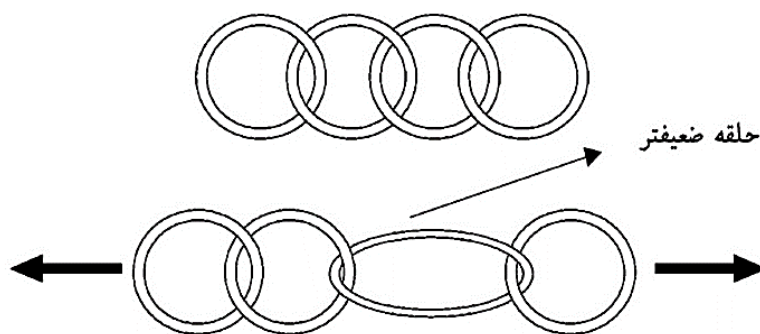
بنابراین این روش باعث تسهیل روند تحقیق، کاهش زمان و هزینه‌ها خواهد شد. عوامل متعددی بر عملکرد یک اتصال بعد از زلزله تاثیر گذار هستند، در این مقاله اثر چهار عامل که به نظر می‌رسد بیشترین تاثیر را داشته باشند، در نظر گرفته شد. این چهار عامل عبارتند از، ابعاد سخت کننده عمودی (V_{fin})، ابعاد برشگیر جان تیر (Shear Plate)، طول شیار (SL)، پهنای شیار (SW) که در ۵ سطح در جدول ۱ نشان داده شده اند.

۱-۱ اهداف پژوهش

ایران کشوری لرزه‌خیز است که به واسطه‌ی زمین‌لرزه‌هایی که طی ادوار گوناگون در آن رخ داده‌است، متحمل تلفات و خسارات جانی و مالی زیادی شده است. در قرن اخیر که ساخت‌وساز ساختمان‌ها در کشورمان به سمت نظام‌مند شدن و مقاوم شدن در برابر زمین‌لرزه پیش‌رفته است، استفاده‌ی گسترده از سازه‌های فولادی در اکثر نقاط کشور رایج شده است. سازه‌های فولادی در کشورمان عموماً به شکل جوشی اجرا می‌شود. در این پژوهش قصد داریم به بررسی اتصال SW برای بهبود عملکرد اتصال‌های جوشی بپردازیم.

توانایی تحمل تغییر شکل‌های خمیری بدون کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت، نشانگر شکل‌پذیری اعضای سازه و معیاری برای تعیین رفتار مناسب سازه، طی زلزله‌های شدید می‌باشد. بنابراین واضح است که با توجه به نوع و شدت زلزله، مقادیر مختلفی نیز برای شکل‌پذیری مورد نیاز می‌باشد و طراحی مناسب یک سازه، با تامین کردن شکل‌پذیری مورد نیاز آن در ارتباط مستقیم خواهد بود. اما این موضوع نیز باید همیشه در نظر گرفته شود که آسیب‌های حاصل از ورود سازه به محدوده خمیری باید بعد از زلزله قابل تعمیر و بازسازی باشند و از این منظر در طراحی لرزه‌ای باید موازنه‌ای میان هزینه‌های اولیه ساخت و هزینه‌های مربوط به تعمیر و بازسازی برقرار گردد. این فلسفه طراحی، مورد توجه بسیاری از محققین بوده و هزینه‌های زیادی در این زمینه صرف شده است تا هزینه‌های مالی سنگین حاصل از خسارت کاهش یابد. در نتیجه هدف اصلی طراحی لرزه‌ای امروزه، کاهش خسارت-های مالی و اقتصادی به همراه حفظ جان افراد می‌باشد. ارزیابی و تأمین شکل‌پذیری مورد نیاز، عامل بسیار مهمی برای حل این مشکل می‌باشد.

پروفسور پاولی، اهل نیوزلند که یکی از بزرگان طراحی لرزه‌ای دنیا است و ابداع روش ظرفیتی در طرح سازه‌ها را به او نسبت می‌دهند، سازه را همانند چند حلقه زنجیر به هم متصل (شکل ۱-۴) مثال می‌زنند و اعتقاد دارد که در طراحی لرزه‌ای حتماً لازم داریم تا یکی از این حلقه‌ها را به عمد ضعیف‌تر تناسب‌دهی کنیم تا در زلزله حتماً وارد ناحیه غیرخطی شود و باعث اتلاف انرژی زلزله گردد. [۱۵]



شکل ۱-۱۸. مفهوم طراحی لرزه ای [۱۵]

برای این کار موظفیم دو کار را انجام دهیم:

الف) جزئیات ناحیه ضعیفتر باید به گونه‌ای باشد که در تغییر شکل‌های بزرگ دچار ناپایداری و زوال نشود.

ب) بقیه حلقه‌های زنجیر به گونه‌ای طراحی شوند که دارای چنان مقاومتی باشند که با رسیدن حلقه‌ی شکل‌پذیر به حد مقاومتش همچنان در ناحیه الاستیک باقی بمانند.

با پذیرفتن اینکه بعضی از اجزای سازه به صورت شکل‌پذیر عمل می‌کنند (حلقه شکل‌پذیر)، در حقیقت مقادیر خرابی را در سازه پذیرفته‌ایم که البته این خرابی‌ها نباید منجر به فرو ریزش سازه شوند. بدین ترتیب این ایده پس از مطرح شدن به شدت از سوی دانشمندان و مهندسان کشورهای دیگر مورد استقبال قرار گرفت و به طور مستقیم وارد آیین نامه‌ها شد، به خصوص آیین نامه‌های بهسازی لرزه‌ای که براساس روش طراحی براساس عملکرد^۱ می‌باشد. در این آیین نامه‌ها به حلقه شکل‌پذیر زنجیر، عضو کنترل شونده توسط تغییر مکان^۲ و به حلقه‌های غیر شکل‌پذیر زنجیر، عضو کنترل شونده توسط نیرو^۳ گفته می‌شود. این مفهوم در آیین نامه‌های ساختمانی جدید نیز به نحوی آورده شده است.

تأمین شکل‌پذیری و انتقال مفصل پلاستیک به دور از وجه ستون از اهداف اصلی طراحی لرزه‌ای اتصال با جان شیاردار "SW" می‌باشند.

در این پژوهش قصد داریم به بررسی تغییر پارامترهای مختلف در اتصال SW، نظیر مشخصات شیار، مشخصات سخت‌کننده‌ی بال تیر، مشخصات سخت‌کننده‌ی جان تیر بپردازیم و تاثیر این تغییرات را در کاهش تنش و کرنش محل جوش بال تیر به وجه ستون، افزایش مقاومت و شکل‌پذیری اتصال SW بررسی کنیم. همچنین یکی از اهداف مهم دیگر این پژوهش رسیدن به اتصال مناسب‌تر با بررسی‌های گوناگون روی مدل‌های ساخته شده از این اتصال است.

۱- Performance Base Design

۲- Displacement Control

۳- Force control

۱-۱۲ ضرورت موضوع

شکست گسترده و قابل توجه اتصالات قابهای خمشی فولادی در طی زلزله نورتریج [۱۱] بیانگر ضعف عمده این اتصالات و عدم شناخت صحیح آنها توسط مهندسين بود.



شکل ۱-۱۹. خرابی‌ها در ناحیه جوش اتصال تیر به ستون

بعد از زلزله نورتریج به این نتیجه رسیدیم یک اتصال علاوه بر این که باید دارای ظرفیت شکل‌پذیری و انعطاف‌پذیری خوبی باشد باید بتواند مفصل پلاستیک را از ستون دور کند. یکی از این اتصالات که در اثر اعمال این تغییرات مطرح گردید و در نهایت ایده طراحی آن توسط سازمانهای معتبر تایید شد، اتصال تیر به ستون با «تیر با جان شیاردار» است. مطالعات نشان داده اند که اتصال SW بسیاری از ضعفهای اتصالات رایج را برطرف می کند، که مهمترین مزیت های این اتصال مدرن، حذف نیروی برشی در بال تیر در ناحیه اتصال و نیز انتقال مفصل پلاستیک به درون تیر و در محدوده دور از اتصال می باشد. آنچه مسلم است، لازمه مدلسازی رفتار واقعی هر اتصال، دانستن رفتار دورانی آن اتصال تحت بارهای وارده است، که با روشهای آزمایشگاهی و یا با روشهای المان محدود قابل بررسی است، بنابراین بررسی این موضوع ضروری به نظر می‌رسد، به همین منظور در این پژوهش، اتصال SW در حالت های مختلف مدلسازی شده است.

۱-۱۳ نوآوری

هرچند بررسی اتصال تیر به ستون موضوع جدیدی نیست و در مورد آن کارهای زیادی انجام شده است، اما بررسی درمورد اتصال شیاردار موضوع جدیدی است که جدیداً به سمت آن می‌روند و ما در این پایان‌نامه به طور مشخص با استفاده از یک روش جهت پیدا کردن بهینه‌ترین مدل اصالت منحصر به فردی برای پایان نامه در نظر گرفته‌ایم.

۱-۱۴ فرضیات مسئله

از آنجایی که سازه‌های I شکل، سازه‌های نازک به شمار می‌روند و یک بعد آن‌ها نسبت به دو بعد دیگر کوچک‌تر است، در بخشی از روند انجام پایان‌نامه از آنجایی که حجم محاسبات زیاد و زمان‌بر هستند به جای استفاده از المان Solid، از المان Shell برای مدلسازی استفاده شده است، که موجب کاهش ماتریس سختی و بنابراین بالارفتن سرعت حل معادلات می‌شود.

برای یک مدل که شامل چندین Part است، نیاز است برای تعریف اندرکنش بین Part های مختلف از ماژول interaction استفاده کنیم اما از آنجایی که جنس مصالح یکسان بود بعد از اسمبل کردن تمام Part ها از گزینه Merge استفاده شده است.

فصل ۲: پیشینه پژوهش

۲-۱ مقدمه

زمین لرزه ۱۹۹۴ نورتریج موجب آسیب گسترده به قاب خمشی‌های فولادی از جمله شکست‌های ترد مختلف در اتصالات خمشی جوش داده شده تیر به ستون شد. زلزله نورتریج موجب آغاز برنامه‌های تحقیقاتی جدیدی شد، تا علل این شکستگی‌ها بررسی شود.[۶]. نیروهای برشی در بال‌های تیر، علت اصلی شکست ترد در محل جوش بال تیر است.[۳۱،۳۲]. وجود این نیرو منجر به توزیع غیریکنواخت تنش و کرنش در طول جوش و تنش سه محوری در جوش بال‌های تیر به ستون [۳۱،۳۳] می‌شود. این مسئله به ویژه هنگامی رخ می‌دهد که با توجه به عرض کوچک بال، نیروی برشی فعلی در بال تیر در فرآیند طراحی در نظر گرفته نشده باشد.[۳۱،۳۴]. دو راه حل برای ارتقاء قابلیت انعطاف اتصالات تیر به ستون پیشنهاد شده است. در روش اول، بالابردن استقامت اتصالات با استفاده از سخت کننده ها و جوش های مناسب پیشنهاد شده است و در روش دوم استفاده از اتصالات تیرها با مقطع کاهش یافته و اتصالات تیر با جان شیاردار پیشنهاد شده است [۸،۳۵] ، که در روش دوم مفصل پلاستیک دور از وجه ستون و در منطقه بحرانی اتصال تیر به ستون شکل می‌گیرد.

در میان روش های تضعیف تیر، تیرها با مقطع کاهش یافته بهتر شناخته شده است. اتصال تیرها با مقطع کاهش یافته موجب کاهش ظرفیت خمشی و در نتیجه تشکیل مفصل پلاستیک در قسمت کاهش یافته تیر می‌شود. [۸،۳۶].

با این وجود، این نوع اتصال به علت برش بال در چهار محل در هر انتها، به ویژه در حضور اسلب های کف برای اهداف توانبخشی نسبتاً گران است. همچنین در این اتصالات برش بال موجب کاهش پایداری تیر و افزایش احتمال خمش پیچشی جانبی می‌شود.[۶]

شرکت سازندگان طراحی لرزه ای سازه^۱، یک اتصال با جان کاهش یافته را پیشنهاد داد [۳۷،۳۸]، به این نتیجه رسید که با جدا کردن بال‌های تیر از جان تیر در منطقه اتصال با استفاده از شیارهای جان تیر و با جوش دادن جان تیر به بال ستون، نیرو، تنش و توزیع کرنش در اتصالات تیر به ستون نتایج خوبی را نشان می‌دهد.

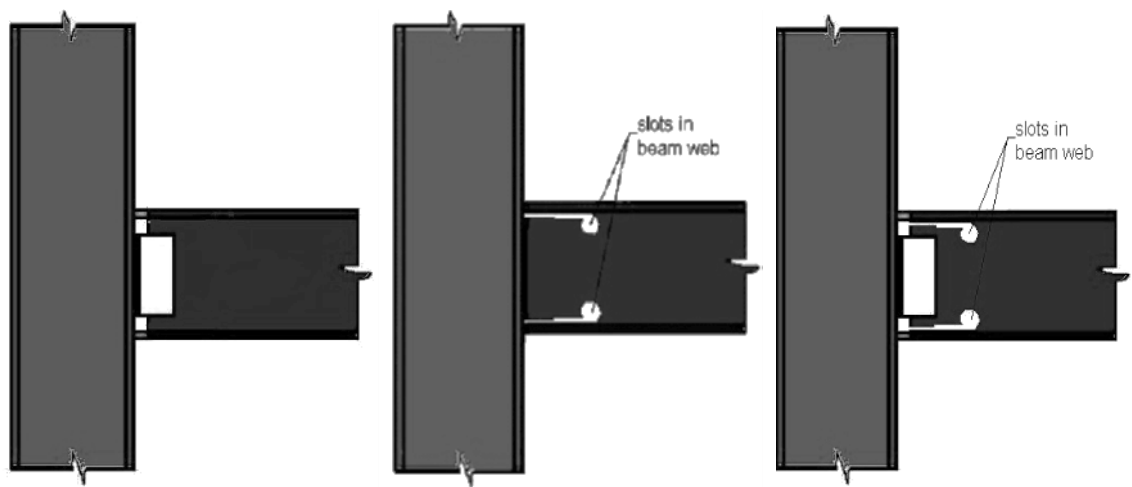
۲-۲ مطالعات انجام شده

۲-۲-۱ آسلاام و همکاران [۳۹]

در سال ۲۰۰۵ آسلاام و همکاران یک مطالعه عددی برای پیش بینی رفتار اتصالات جوش داده شده تیر به ستون شیاردار با روش اجزای محدود انجام دادند که در این مطالعه سه مدل اتصال جوش داده

^۱ Seismic Structural Design Associates Inc. (SSDA).

شده تیر به ستون با استفاده از نرم افزار ANSYS تولید کردند و تحلیل از نوع استاتیک خطی روی آن‌ها انجام دادند.



اتصال با جان شیاردار و با دوپل نبشی جوش داده شده
اتصال با جان شیاردار
اتصال با دوپل نبشی جوش داده شده

شکل ۱-۲. نمونه‌های مدل شده در نرم افزار اجزاء محدود

در این مطالعه، از اتصالات دوپل نبشی جوش داده شده و تیر از نوع ISMB 400 و ستون از نوع ISHB 400 و نبشی با مشخصات ISA 90X60X12 مدل سازی شده است.

برای بدست آوردن ابعاد شیار از روابط زیر استفاده شده است،

۱- شیار تیر برای تیرهایی به عمق کمتر از ۶۱۰ میلی متر باید دارای سوراخ‌هایی به قطر ۲۱ میلی متر داشته باشند.

۲- طول شیار را هم برابر کمترین مقدار از مقادیر زیر در نظر میگیریم.

$$L_s = 1.5 B_f \quad (۱-۲)$$

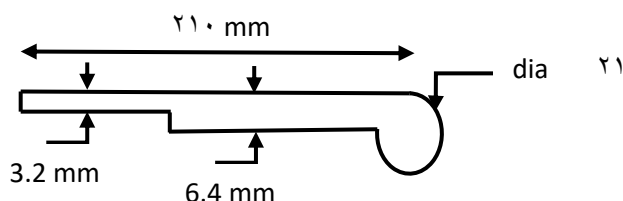
$$L_s = (2/3) d \quad (۲-۲)$$

$$L_s = L_p + ((L_b - L_p) / 10) \quad (۳-۲)$$

که در اینجا، L_s طول شیار، B_f پهنای بال تیر، L_p طول ورق برشی جان، L_b طول نصف تیر و d عمق تیر می باشد.

۱- پهنای شیار ۳،۲ میلی متر در طول شیار و ۶،۴ میلی متر در انتهای باقی مانده

با توجه به فرضیات بالا ابعاد شیار که طراحی شده در زیر نشان داده شده است.



شکل ۲-۲. ابعاد شیار مدل شده

در این مدل سازی فرض شده مواد ایزوتروپیک و همگن باشند و دارای مدول الاستیسیته 2×10^5 کیلونیوتن بر میلی مترمربع و ضریب پواسون ۰٫۳ باشند.

نتایج نشان می دهد، با ایجاد شیار در جان تیر ،

۱- جان تیر در برابر برش عمودی مقاومت میکند و بال ها فقط در برابر خمش مقاومت می کنند.

۲- این شیارها اجازه می دهند جان و بال های تیر به طور مستقل و همزمان تخریب شوند.

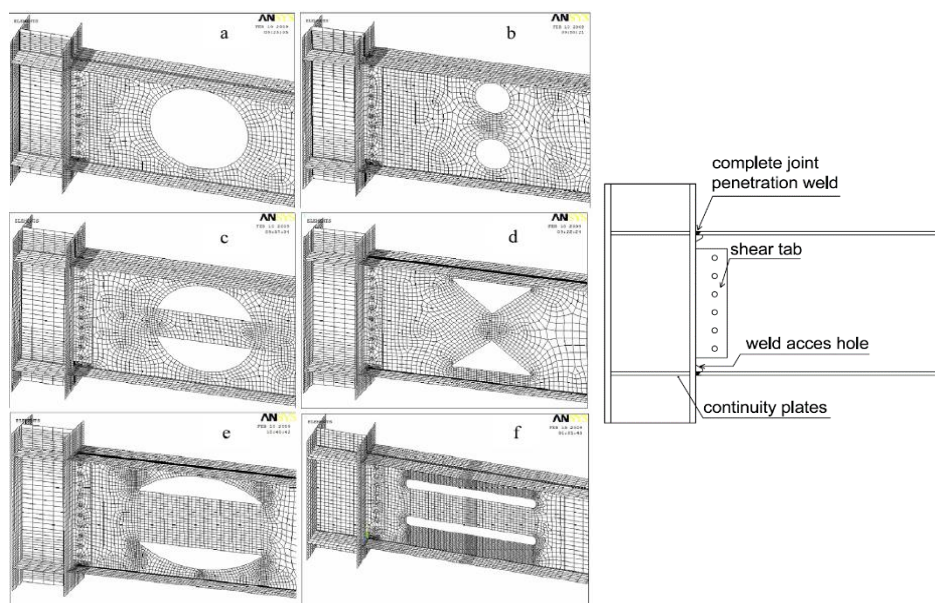
۳- جدا کردن بال های تیر از جان تیر در منطقه اتصال با استفاده از شیارهای جان تیر و جوش دادن جان تیر به بال ستون منجر به کاهش توزیع تنش ها و کرنش ها در ناحیه اتصال تیر به ستون می شود که این خود باعث افزایش عمر خستگی اتصال می شود.

۴- اتصال تیر به ستون شیاردار برای ساخت و سازهای جدید و برای ارتقاء قاب های فولادی موجود بسیار موثر است.

۲-۲-۲ هدایت و همکاران [۶]

در سال ۲۰۰۹ هدایت و همکاران با هدف معرفی یک پیکربندی تیر جدید که می تواند به آسانی روی تیرهای جدید و ساختمان های موجود برای افزایش مقاومت و انعطاف پذیری اتصالات پس از نورتریج اجرا شود، این پژوهش را انجام دادند. برای رسیدن به این هدف برای اتصالات بعد از زلزله نورتریج با عمق بین ۴۵۰ تا ۹۱۲ میلیمتر ، تیرها با هندسه متفاوتی ایجاد کردند و آن ها را با اتصال قبل از نورتریج مقایسه کردند تا هندسه مناسبی را پیدا کنند.

برای این کار یک نوع اتصال، که قبل از زلزله نورتریج استفاده می شد را مدل سازی کردند و با تغییر در هندسه این اتصال رفتار مدل ها را مورد بررسی قرار دادند تا هندسه مناسب تری برای اتصال پیدا کنند.



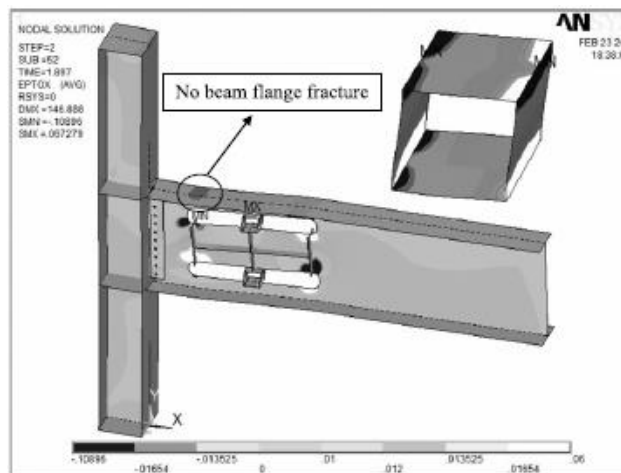
شکل ۲-۳. انواع پیکربندی‌های بررسی شده

نتایج نشان می‌دهد که از بین مدل‌های پیشنهادی پیکربندی مدل f که دارای دو حفره موازی افقی کشیده روی جان تیرها است که می‌تواند تمرکز تنش و ظرفیت کرنش پلاستیک را در بال‌های تیر در منطقه جوش اتصال تیر به وجه ستون کاهش دهد، در انتقال مفصل پلاستیک به دور از وجه ستون نتایج بهتری از خود نشان داده است.

علاوه بر این فضای خالی جان تیر موجب تسلیم قسمت بزرگی از محل جان تغییر کرده می‌شود که مفصل پلاستیک در تیر را دور از ستون قرار می‌دهد. کاهش عمق حفره و افزودن سخت‌کننده‌های جان و دو لوله‌ی قوطی شکل در مرکز حفره‌ها در کاهش خمش بیش از حد بال و جان تیر در ناحیه حفره و افزایش استقامت و انعطاف پذیری موثر است، با این حال، مشخص شده است که کاهش بیش از حد در عمق حفره و استفاده از لوله‌های بسیار ضخیم می‌تواند اثرات مضر داشته باشد.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مناسب‌ترین طول حفره 1.25 برابر عمق تیر است. با این حال، مناسب‌ترین مقدار برای عمق حفره، تابعی از هندسه و عمق تیر است.

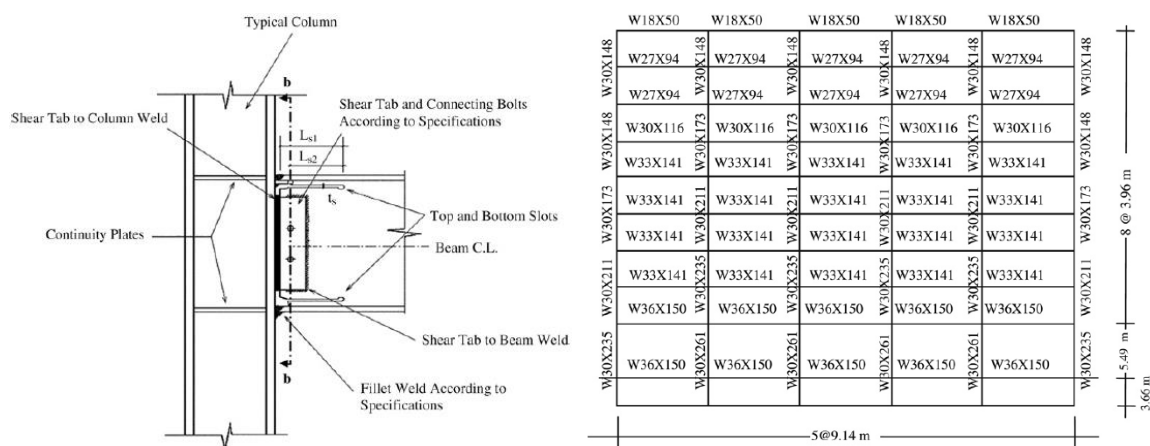
مطالعات بیشتر تیر نشان می‌دهد که این پیکربندی پیشنهاد شده برای تیرهایی با بال ضخیم که در آن نسبت ممان اینرسی بال‌های تیر به ممان اینرسی کل مقطع بزرگتر از 0.82 است، مناسب نیست.



شکل ۲-۴. پیکربندی تیر پیشنهاد شده (BEC)

۳-۲-۲ مهربایان و همکاران [۳۷]

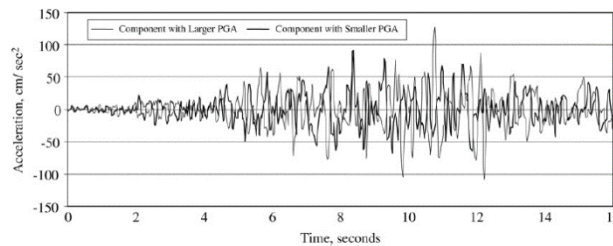
در سال ۲۰۰۹ مهربایان و همکاران یک مطالعه تحلیلی برای بررسی عملکرد غیرخطی لرزه ای بر روی قاب فولادی ۹ طبقه انجام دادند و پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح در اتصالات با جان شیاردار و اتصالات قبل از نورتریج با جان پیچ شده و بال جوش شده را مورد بررسی قرار دادند.



شکل ۲-۵. مدل سازی اتصال و ساختمان ۹ طبقه

زمانی که زمین به اندازه کافی تغییر مکان جانبی بزرگی تولید می کند، حضور اتصالات جان پیچ شده و بال جوش شده با انعطاف پذیری کافی، پاسخ قاب را بهبود می بخشد که برای دیدن این تاثیر سازه

تحت دو زلزله با (Peak Ground Acceleration) PGA بالا و (Peak Ground Acceleration) PGA پایین بررسی شده است، نتایج تحلیلی تطابق خوب اتصالات مشاهده شده در نمونه مدل شده با نمونه واقعی را تایید می کند.

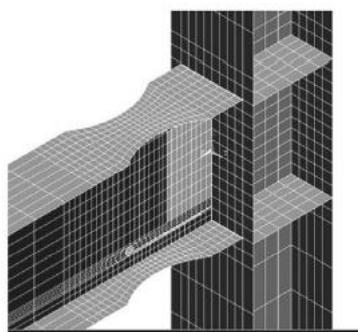


شکل ۶-۲. مؤلفه های افقی ایستگاه زلزله نورتریگس ۹۴. (Northrix '94)

نتایج نشان می دهد که اتصالات جان پیچ شده و بال جوش شده، سختی الاستیک و انعطاف پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالاتری در مقایسه با دیگر انواع اتصالات با مهار جزئی دارد.

۲-۲-۴ مالکی و همکاران [۱۱]

در سال ۲۰۱۲ مالکی و همکاران یک اتصال ترکیبی جدید معرفی کرده اند که از RBS^1 و SBW^2 تشکیل شده و به نام $SWRF^3$ نامگذاری شده است. تحلیل غیرخطی عملکرد اجزای محدود در $SWRF$ تحت بارگذاری چرخه ای انجام می شود. اتصال جدید نشان داده در برخی موارد عملکرد بهتر از RBS و SBW قبلی دارد. اثرات مقاومت محل پانل، صفحات پیوسته و طول شیار نیز بررسی شده است.



شکل ۲-۷. اتصال با جان شیاردار و بال کاهش یافته ($SWRF$)

^۱ Reduced Beam Section

^۲ Slotted Beam Web

^۳ Slotted-Web-Reduced-Flange

تحقیقات تحلیلی و تجربی پیشین مزایای بسیاری در استفاده از اتصالات خمشی RBS و SBW در سازه های فولادی تحت بارگذاری زلزله نشان داده است. در این مقاله، امکان جزئیات هر دو اتصال و مزایای آن در یک اتصال جدید به نام (SWRF) مورد بررسی قرار گرفته و یک مدل غیر خطی اجزای محدود برای بررسی رفتار هیستریزس اتصال جدید مونتاز و به صورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

اثرات ضخامت ناحیه پانل، وجود صفحات پیوسته و طول شیار جان نیز بررسی شده است. نتایج برای هر سه نوع اتصال با یکدیگر مقایسه می شود. اگرچه تمام اتصالات بهتر از اتصال غیر انعطاف پذیر قبل نورتریج هستند، اما هر کدام مزیت خود را دارند. نتایج کلی زیر را می توان نشان داد:

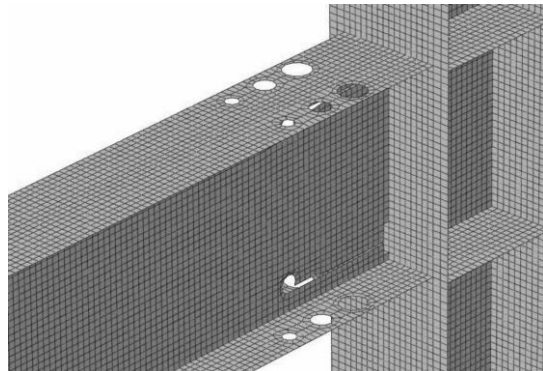
- ۱- نتایج نشان می دهد که صفحات پیوسته بر تمامی 3 نوع اتصال تاثیر مثبت و حداکثر تنش فون میزز را کاهش می دهند. در اتصال SWRF، صفحات پیوستگی باعث می شود حداکثر تنش را دور از وجه تیر به ستون، جایی که تمرکز تنش به علت جوش وجود دارد، کاهش یابد. بنابراین، استفاده از صفحات پیوسته توصیه می شود.
- ۲- به طور کلی، در اتصالات SBW استفاده از صفحات دوبل در ستون توصیه نمی شود. یک ناحیه پانل ضعیف در اکثر موارد به خوبی کار می کند.
- ۳- اتصال RBS به طور کلی نسبت به اتصالات SBW و SWRF از لحاظ اتلاف انرژی و حلقه های ثابت هیستریزس بهتر است.
- ۴- در اتصال جدید SWRF، بهترین عملکرد با داشتن یک ناحیه پانل ضعیف (بدون صفحه دوبل در جان ستون) و صفحات پیوستگی به دست می آید.
- ۵- طول کوتاه شیار تا انتهای صفحه برش برای اتصالات SWRF توصیه می شود. در صورت لزوم، این می تواند به آنچه که در اتصالات SBW توصیه می شود افزایش یابد، اما افزایش بیش از حد طول شیار موجب عملکرد نامطلوب اتصال SWRF می شود.

۲-۵-۲-۵ فنایی و همکاران [۸]

در سال ۲۰۱۵ فنایی و همکاران اتصالات تیر با مقطع بال سوراخ دار و جان شیاردار پیشنهاد کردند. هندسه پیشنهادی آنها منجر به تضعیف تیر و به دنبال آن بهتر شدن عملکرد اتصال در زلزله شده است. در این تحقیق، اتصال شیاردار با بال سوراخ دار (^۱SWDF) مورد بررسی قرار گرفته است. بر این

^۱ Slotted Web Drilled Flange

اساس، اثرات پارامترهای مختلف شیار مانند طول، عرض و قطر سوراخ نیز مورد بررسی قرار گرفته است. براساس نتایج بدست آمده از تحقیق نشان می‌دهد انرژی جذب شده در اتصال به علت افزایش طول شیار جان در اتصال SWDF بیش از مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه‌ها کاهش می‌یابد.



شکل ۲-۸. اتصال با جان شیاردار و بال سوراخ دار (SWDF)

این تحقیق نشانگر مزایای بسیار استفاده از اتصالات خمشی DBS و SBW در سازه های فلزی است. در این مطالعه امکان وجود جزئیات هر دو اتصال و مزایای آن در یک اتصال جدید با عنوان اتصال شیاردار با بال سوراخ دار (SWDF) بررسی شده است. در اینجا از یک مدل اجزاء محدود غیرخطی برای بررسی و تحلیل رفتار هیستریزیس اتصال جدید استفاده شده است. اثرات طول شیار، عرض شیار و قطر سوراخ انتهای شیار و جان تیر بررسی شده است. که به نتیجه کلی زیر می‌توان رسید:

۱- افزایش طول بی‌نظمی شیار جان اتصال SWDF، بیش از مقادیر توصیه شده آیین‌نامه موجب کاهش اتلاف انرژی می‌شود. کاهش طول شیار محل مفصل پلاستیک را به محل اتصال می‌رساند. عملکرد لرزه‌ای اتصال به طور کلی با در نظر گرفتن محدوده های آیین‌نامه بهبود پیدا می‌کند.

۲- اتصال جدید عملکرد لرزه ای و منحنی هیستریزیس مناسبی شبیه اتصال SWRF ارائه کرده است. بنابراین، به دلیل قابلیت اجرایی آن در ساختمان های ساخته شده و در دست ساخت، اهمیت خاصی دارد.

۳- افزایش پهنای شیار جان در اتصال SWDF ثبات منحنی هیستریزیس را کاهش می‌دهد، اگر این پهنای حداقل مقدار آیین‌نامه عبور کند و سپس پهنای مختلف انتخاب شود، انتخاب پهنای مختلف بر عملکرد لرزه ای اتصال تاثیر نمی‌گذارد.

۴- افزایش قطر انتهایی سوراخ جان در اتصال SWDF موجب کاهش پایداری منحنی هیستریزیس می‌شود و در صورتی که این قطر از مقادیر آیین‌نامه تجاوز نکند، انتخاب قطرهای مختلف بر عملکرد لرزه ای تاثیر نمی گذارد.

۲-۲-۶ عادل پرور و همکاران [۳۴]

در سال ۲۰۱۷ توسط عادل‌پرور و همکاران، رفتار لرزه ای اتصال تیر با جان شیاردار با نمونه‌های مشابه به صورت عددی و آزمایشگاهی مقایسه شده است.

با توجه به این پژوهش اتصالات قاب خمشی ویژه مد نظر برای طراحی با آیین‌نامه‌ی AISC (AISC/ANSI 341-10 2010a) طراحی شده و محدودیت‌های زیر برای آن در نظر گرفته شده است.
۱- اتصال تیر-ستون قابلیت انعطاف پذیری را برای تحمل حداقل چرخش 0.04rad را دارد.

۲- مقاومت خمشی اتصال با چرخش 0.04rad نسبت به خمش پلاستیک اسمی از وجه ستون، حداکثر ۲۰٪ کاهش می‌یابد.

مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تحت بار لرزه ای اتصال با معادله (۴-۲) ارزیابی می‌شود:

$$V = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (۴-۲)$$

که در این رابطه R_y, M_p, L_h به ترتیب فاصله از محل تشکیل مفصل پلاستیک، خمش پلاستیک اسمی، ضریب افزایش تنش تسلیم در طول تیر می‌باشند.
برای رسیدن به شرایط مذکور، اتصالات مختلف، تحت بارگذاری چرخه‌ای از لحاظ پایداری و انعطاف پذیری با توجه به روش‌های موجود و آیین‌نامه‌های معتبر مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۲-۲-۶-۱ طراحی ناحیه پانل زون

در طراحی ناحیه پانل زون نسبت مقاومت برشی ناحیه پانل زون به برش موجود ($\frac{V}{R_v}$) بررسی شده است.

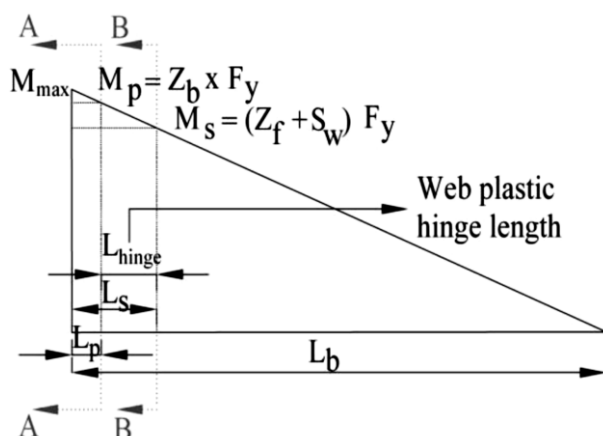
پارامترهای این معادله با استفاده از معادله (۲-۵) و (۲-۶) در زیر محاسبه می‌شده‌اند، که معادله V برای اتصال شیاردار که در آن مفصل پلاستیک دور از صفحه برش تشکیل شده است، اصلاح شده است. (FEMA, 2000) (مؤسسه آمریکایی ساخت و ساز فولاد، ۲۰۱۰)

$$R_v = 0.55F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3b_c t_f^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (5-2)$$

$$V = \Sigma \frac{(M_p + M_p/L * e)}{(d_b - t_{fb})} \quad (6-2)$$

$$L = \frac{L_b - 2e}{2} \quad (7-2)$$

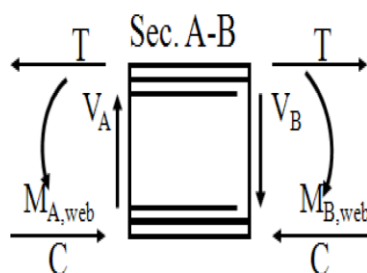
که در این رابطه $d_c, t_{wc}, b_c, t_f, d_b, M_p, h, L_b, e, F_y$ به ترتیب تنش تسلیم ناحیه‌ی پانل، فاصله مفصل پلاستیک تیر از وجه ستون، طول تیر، ارتفاع ستون، لنگر وارد شده توسط تیر در وجه ستون، عمق تیر، ضخامت بال تیر، پهنای بال تیر، ضخامت جان ستون، عمق ستون می‌باشند. طراحی این نوع اتصال بر مبنای دیاگرام خمشی (براساس ATC-24) که در شکل (۹-۲) نشان داده شده، انجام شده است.



شکل ۹-۲. دیاگرام خمشی بر پایه ATC-40 [۸]

با تعادل گیری برای مقطع A-A و B-B طول مفصل پلاستیک و ناحیه‌ای که باید شیار بزنیم بدست می‌آید.

توزیع نیرو در هر دو مقطع A-A و B-B در بال‌ها و جان تیر در شکل ۱۰-۲، شرح داده شده است. این واضح است که کاهش ممان مقطع A-A تیر به مقطع B-B یک مرز K شکل بین ناحیه الاستیک و پلاستیک داخل تیر ایجاد می‌کند. طول این ناحیه برابر با مفصل پلاستیک تیر است، با نوشتن تعادل بین مقاطع A-A و B-B ما داریم:



شکل ۱۰-۲. توزیع نیروها در مقطع A-B [۸]

$$M_A = M_B + P_U (L_S - L_P) \quad (۸-۲)$$

$$Z_b * F_y = (Z_F - S_W) F_y + P_U (L_S - L_P) \quad (۹-۲)$$

از طرف دیگر

$$P_u = \frac{Z_b F_y}{(L_b - L_P)} \quad (۱۰-۲)$$

$$Z_b = Z_F + Z_W \quad (۱۱-۲)$$

$$Z_F + S_W = Z_b + \frac{Z_W}{3} \quad (۱۲-۲)$$

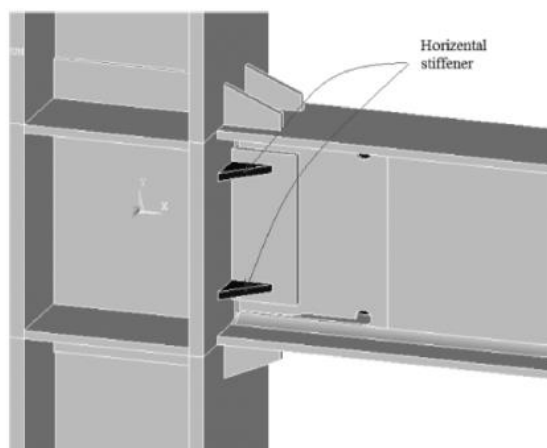
حداکثر نیروی مؤثر در تیر که قادر است تمام مقطع A-A تیر را به تسلیم برساند. با معادله (۱۰-۲) محاسبه می‌شود. دیگر پارامترهای مؤثر، طول شیار، مدول الاستیک و پلاستیک بال و جان تیر می باشد که ارتباط آن ها به شرح زیر است. [۸].

با جایگذاری رابطه (۱۱-۲) و (۱۲-۲) در (۹-۲) و ساده سازی آن ها، طول مفصل پلاستیک می تواند با معادله (۱۳-۲) محاسبه شود.

$$L_{hing} = (L_b - L_P) \left[\frac{Z_b - Z_f}{3Z_b} \right] \quad (۱۳-۲)$$

که در اینجا $L_{hing}, Z_b, Z_W, Z_f, L_S, L_P, P_U, M_B, M_A$ به ترتیب لنگر مقطع A، لنگر مقطع B، نیروی مؤثر در تیر، طول نواحی از شیار، اساس مقطع بال تیر، اساس مقطع جان تیر، اساس مقطع تیر، طول ناحیه مفصل پلاستیک می باشند.

که بعد از مدل سازی نمونه و بررسی تاثیر تقویت ناحیه پانل زون، تاثیر ایجاد سخت کننده های افقی برای جان تیر نیز بررسی شده است.

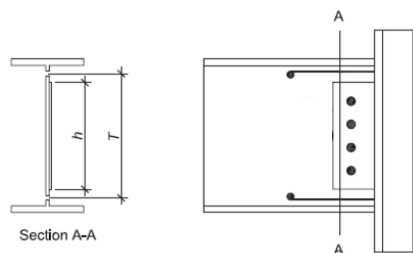


شکل ۱۱-۲ اتصال با جان شیاردار و سخت کننده افقی جان تیر

نتایج حاصل از این مدلسازی ها نشان می دهد که مشارکت بیشتر ناحیه پانل موجب افزایش احتمال شکستگی جوش در جان تیر و کاهش حداکثر مقاومت اتصال می شود. همچنین استفاده از سخت کننده های افقی برای جان تیرها می تواند سرعت خم شدن جان و شاخص گسیختگی جوش در جان را کاهش دهد.

۷-۲-۲ بررسی آیین نامه

اتصال تیر با جان شیاردار (SW) یک اتصال اختصاصی جوش داده شده تیر فلزی به ستون فلزی می باشد که توسط شرکت طراحی لرزه ای سازه^۱ ایجاد شده است. در اتصال خمشی SW، شیارهایی در جان تیر موازی و مجاور بال های تیر ایجاد شده اند. این شیارها که از انتهای تیر شروع می شوند و به طور معمول از یک سوم تا یک دوم جان تیر ادامه دارند، به یک سوراخ انتهایی برای کاهش تنش خاتمه می یابند. جان تیر جوش داده شده به بال ستون و همچنین صفحه برشی جوش داده شده به جان تیر موجب افزایش ظرفیت برشی و خمشی می شود.



شکل ۱۲-۲ اتصال با جان شیاردار

مطالعات تحلیلی یو [۴۰] و تجزیه و تحلیل اجزای محدود (FEA) توسط هابیل و پوپوف [۴۱] نشان داده است، که توزیع برش در تکیه گاه تیرهای اصلی به طرز چشمگیری با آنچه پیش بینی شده توسط تئوری کلاسیک تیرهای اوایلر-برنولی که طرفداران زیادی دارد، متفاوت است. مفهوم طراحی که در آن "بال ها خمش را تحمل می کنند و جان برش را تحمل می کند." نشان داده شده است که جدا کردن بال های تیر از جان در ناحیه اتصال به ستون، در حقیقت تمام برش تیر توسط جان تیر تحمل می شود و در صورت جوش شدن جان تیر به ستون، مقاومت خمشی جان تیر به اندازه ظرفیت خمشی پلاستیک جان که به طور معمول ۳۰٪ از خمش پلاستیک تیر است، تحمل می شود. علاوه بر این، از بین بردن برش در بال تیر منجر به کاهش اندازه تنش و کرنش در محل اتصال بال ها به اندازه تقریباً یک نواخت می شود.

^۱ Seismic Structural Design Associates Inc. (SSDA).

آزمایش‌هایی با بارگذاری چرخه‌ای بر روی اتصال SW با استفاده از نمونه‌های کانتیلور منفرد و نمونه‌های فولادی خالص انجام شده است. این آزمایشات، نشان می‌دهد که ناحیه تسلیم در قسمت جدا شده بال‌های تیر و در جان تیر در انتهای صفحه برشگیر متمرکز شده است. کاهش مقاومت نمونه‌های آزمایش در دریافت درون طبقه‌ای تقریباً به 0.03 تا 0.04 رادیان می‌رسد. کاهش مقاومت، به تدریج و به دلیل کمانش خارج از صفحه جان و هردو بال تیر اتفاق می‌افتد. خمش بال‌ها و جان به طور همزمان اما مستقل اتفاق می‌افتد، که حالت کمانش چرخشی جانبی را از بین می‌برد. بررسی داده‌های آزمایش SSDA نشان می‌دهد که اتصال SW، هنگامی که مطابق با محدودیت‌ها و رویه‌های ارائه شده در آیین نامه طراحی و ساخته شود، دارای زوایای دریافت حداقل 0.04 رادیان تحت بارگذاری چرخه‌ای هستند. شکست نهایی به طور معمول در زاویه رانش 0.05 تا 0.07 رادیان با شکستگی خستگی بال پایین نزدیک انتهای شیار یا شکستگی جزئی جوشکاری جان تیر/ صفحه برشی جوش داده شده به بال ستون رخ می‌دهد. [۴۲].

فصل ۳: راستی آزمایی و مدل سازی

۳-۱ مقدمه

برای مدل سازی عددی این پژوهش از نرم افزار اجزای محدود آباکوس ورژن ۶,۱۴,۲ استفاده شده است. نرم افزار آباکوس یک نرم افزار شبیه سازی قدرتمند برای پردازش مسائل مهندسی است. اساس کار در این نرم افزار، روش اجزا محدود بوده و توانایی پردازش دامنه‌ی گسترده‌ای از مسائل مهندسی را دارد، در آباکوس مجموعه‌ی کاملی از المان‌های گوناگون وجود دارد. این المان‌ها، شبیه سازی بیشتر سازه‌ها و مواد مهندسی را در این نرم افزار امکان پذیر می سازند. از جمله دیگر ویژگی‌های برتر این نرم افزار که آن را در جایگاه بالاتری نسبت به دیگر نرم افزارهای اجزا محدودی قرار می دهد توانایی این نرم افزار در شبیه سازی مدل های گوناگون مواد می باشد. [۳۸].

مطالعات اخیر نشان می دهد که منطقی ترین روش ارزیابی و مقاوم سازی لرزه ای سازه های موجود و طراحی سازه های جدید، روش های تحلیل غیرخطی می باشند. هدف از استفاده این روش ها پیش بینی رفتار سازه در زلزله های آینده می باشد. در پژوهش انجام شده، اتصال با جان شیاردار را با آنالیز استاتیکی در نرم افزار آباکوس بررسی کرده ایم.

۳-۲ آنالیز استاتیکی

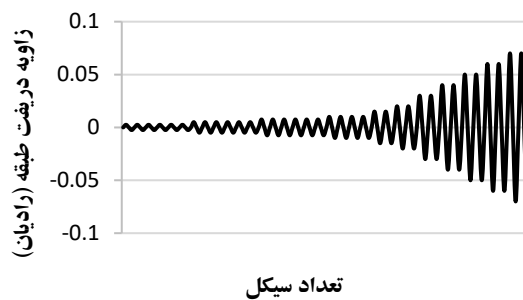
در این نوع آنالیز تا رسیدن به همگرایی پاسخ، ماتریس سختی در هر گام زمانی مجدداً محاسبه می گردد. این آنالیز تا زمانی که:

- (۱) به سطح عملکردی از پیش تعیین شده برسیم،
- (۲) خرابی سازه آغاز گردد،
- (۳) برنامه همگرا نشود،

ادامه پیدا می کنند. در پژوهش حاضر، از این نوع آنالیز به دلیل سرعت بالای انجام آن، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل قبول آن و با هدف برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه ای به کمک تخمین مقاومت، تغییر شکل، جذب انرژی و مقادیر تنش و کرنش مورد نیاز در سطح رفتاری یا عملکردی مورد نظر استفاده شده است.

۳-۲-۱ بارگذاری استاتیکی

این بارگذاری طبق استاندارد توصیه شده توسط آیین نامه SAC انتخاب شده است (SAC، 2000)، که یک چرخه دو طرفه افزایشی است و با استفاده از روش جابجایی کنترل و بر اساس زاویه چرخش تیر نسبت به ستون، بر روی مدل ها اعمال شده است. نمونه ای از این بارگذاری چرخه ای که بر روی نمونه ای آزمایشگاهی هم اعمال شده است، در شکل (۳-۴) آورده شده است. همچنین برای بررسی صحت مدلسازی انجام شده از جابجایی هدف ۵۰ میلی متر با وارد کردن بار به صورت خطی در فاصله ۱۰۰۰ میلی متری در ستون استفاده شده است.

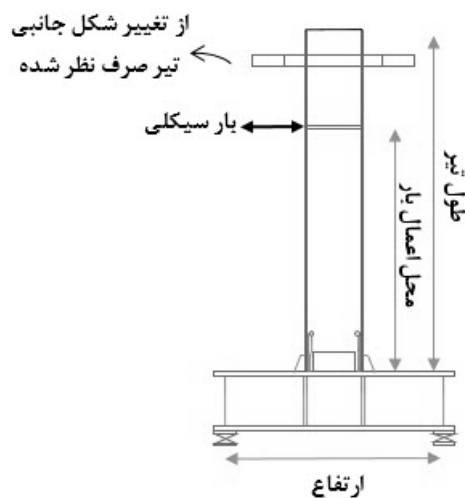


شکل ۳-۱. تاریخچه بارگذاری [۳۴]

۳-۳ مدل عددی

۳-۳-۱ مشخصات هندسی مدل SW^۱

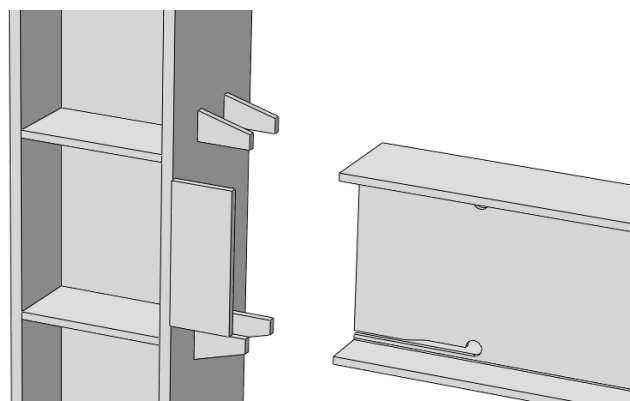
برای وارد شدن به بخش تحلیلی این پژوهش، در ابتدا باید مدل آزمایشگاهی معتبری برای مدل سازی و راستی آزمایی انتخاب شود. برای رسیدن به این هدف، نمونه ی آزمایشگاهی عادل پرور و همکاران [۳۴] که در شکل (۳-۱۱) نمایش داده شده، انتخاب شده است.



شکل ۳-۲. پیکربندی نمونه آزمایشگاهی [۳۴]

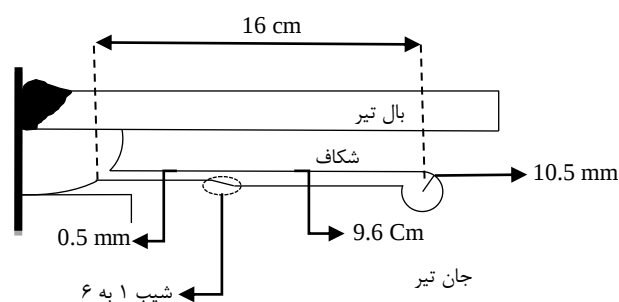
گام بعدی در ساخت نمونه ی عددی، ایجاد هندسه مدل می باشد. بخش های گوناگون یک مدل در ماژول Part ساخته می شود. بخش های گوناگون اتصال مورد نظر در این پژوهش شامل تیر، ستون، سخت کننده های عمودی بال تیر، ورق برش گیر و ورق های پیوستگی می باشد که همه ی آنها بر پایه ی اندازه واقعی ساخته شده اند. در شکل (۳-۱۲) تصویری از اجزا ساخته شده در ماژول Part نشان داده شده است.

^۱ Slotted Web



شکل ۳-۳. همهی بخش‌های ساخته‌شده برای یک مدل ساخته شده [۳۴]

طول کل تیر ۱۳۰ سانتی متر است که به ستونی به طول ۶۳ سانتی متر متصل شده است. این تیر شامل یک شیار به طول ۱۶ سانتی متر و قطر حفره انتهایی ۲۱ میلی‌متر می‌باشد که در شکل (۳-۱۳) جزئیات دقیق تر این شیار نشان داده شده است.



شکل ۳-۴. جزئیات اندازه شیار به میلی متر [۳۴]

مشخصات هندسی مدل بررسی شده در جدول (۳-۱) نمایش داده شده است:

جدول ۳-۱. مشخصات نمونه‌های مدل شده (ابعاد به سانتی متر) [۳۴]

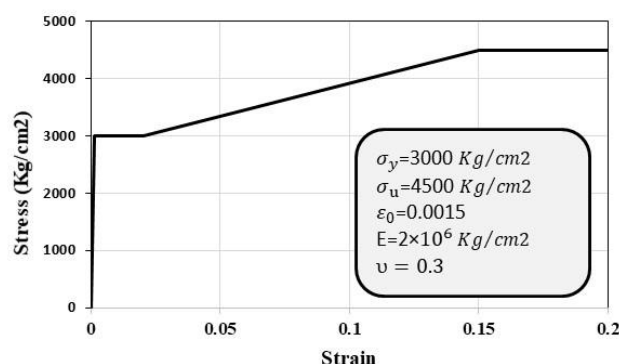
نمونه	المان	سطح مقطع	نوع فولاد	ارتفاع ستون	فاصله محل اعمال بار از وجه ستون	طول تیر	ابعاد ورق
نمونه با جان شیاردار	تیر	IPE27	ST37		100	130	
	ستون	Plate girder	ST37	63			W63×19×1
							F63×22×1.5

که در اینجا در نمونه از یک برشگیر برای تقویت جان تیر با ابعاد ۱۹×۸×۱ سانتی متر استفاده شده است و علاوه بر این از سخت کننده‌های عمودی با ابعاد ۷×۵×۴×۱ سانتی متر برای تقویت بال تیر

استفاده شده است، همچنین از سخت کننده های جان تیر و ستون استفاده شده است، که محل سخت کننده جان تیر دقیقاً در محل اعمال بار در نظر گرفته شده و ابعاد آن $1 \times 19 \times 5/10$ سانتی متر و ابعاد سخت کننده های جان ستون $1 \times 19 \times 5/10$ سانتی متر در نظر گرفته شده است.

۳-۳-۲ مشخصات مکانیکی مدل

برای مدلسازی نمونه آزمایشگاهی از فولادی با مشخصات نمودار تنش - کرنش شکل (۳-۱۴) استفاده شده است، که تنش جاری شدن و تنش تسلیم در این نوع فولاد به ترتیب ۳۰۰۰ و ۴۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می باشد.



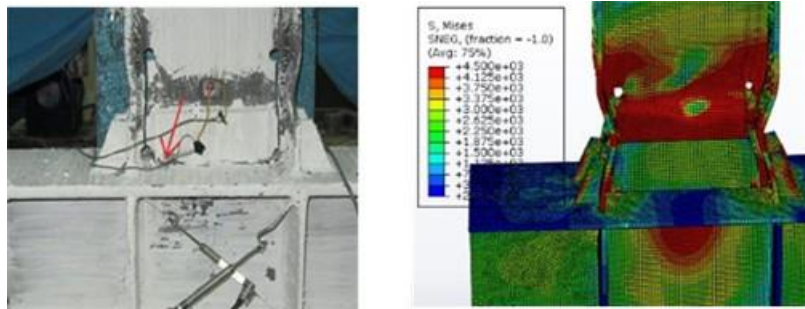
شکل ۳-۵. نمودار تنش - کرنش نمونه آزمایشگاهی [۲]

مشخصات اعضای مدل بررسی شده، در جدول (۳-۲) نمایش داده شده است:
جدول ۳-۲. مشخصات مصالح نمونه های مدل شده

معرفی	ν	F_u (MPa)	F_y (MPa)	E (GPa)
تیر	۰,۳	۴۵۰۰	۳۰۰۰	200
ستون	۰,۳	۴۵۰۰	۳۰۰۰	200

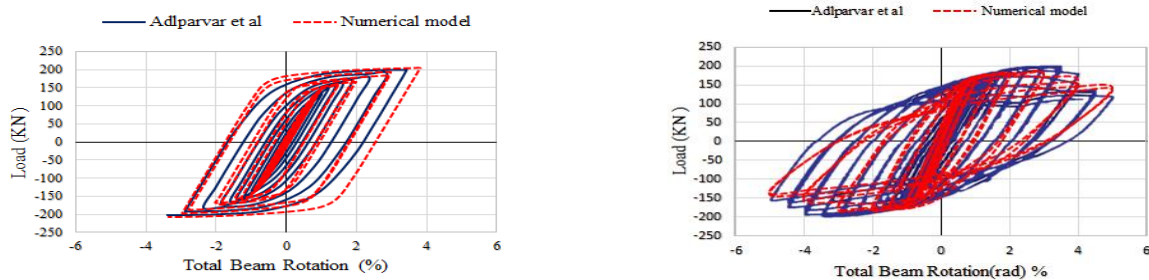
۳-۴ صحت سنجی

برای صحت سنجی، یک مدلسازی مشابه آنچه در شکل (۳-۱۱) نشان داده شده است با توجه به جزییات هندسی جدول (۳-۱) و مشخصات مکانیکی جدول (۳-۲)، در آباکوس که یک نرم افزار قدرتمند برای تحلیل المان محدود غیر خطی است، انجام شده است.



شکل ۳-۶. پیکربندی نمونه آزمایشگاهی و مدل شده

نمونه آزمایشگاهی با نمونه ای که در نرم افزار اجزای محدودی مدلسازی شده، ارزیابی شده است. در شکل (۳-۱۷)، نمونه آزمایشگاهی که برای مشخص شدن تنش و تشکیل مفصل پلاستیک در آهک پوشانده شده نشان داده شده است. پس از مدلسازی نمونه در ابتدای بارگذاری، تنش در ناحیه جلویی سخت کننده بال تیر ایجاد می شود و تا انتهای شیار ادامه می یابد. علاوه بر این، قسمت جلویی صفحه برشگیر در جان تیر همانطور که در شکل (۳-۱۷) نشان داده شده است وارد محدوده غیر خطی می شود. با ادامه بارگذاری، به تدریج بال های تیر به صورت جدا از جان تیر شروع به کمانش می کنند. در این بازه زمانی جان تیر تا زمانی که انتهای شیار وارد محدوده پلاستیک شود، به تسلیم ادامه میدهد. بعد از خمش بال ها، با وارد شدن جان تیر به محدوده غیر خطی، خمیدگی و موج در طول شیار ظاهر می شود. بعد از چرخش ۰.۰۴ رادیان در قسمت انتهایی نمونه تنش در انتهای حفره از همه جای نمونه مدلسازی شده بیشتر است و در پایان بارگذاری تنش در محل جلوی سخت کننده های عمودی بال تیر و وسط شیار و همچنین حفره انتهایی شیار از همه جای مدل ایجاد شده بیشتر است. نتایج بارگذاری چرخه ای نمونه در نمودارهای زیر به تصویر کشیده شده است.



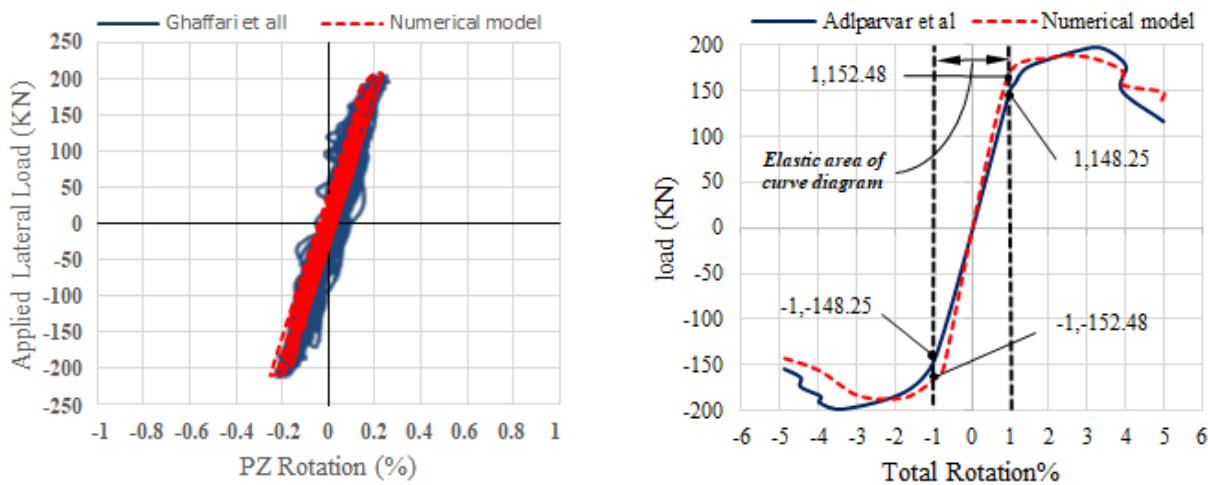
(ب) المان Shell

(آ) المان Solid

شکل ۳-۷. نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

حداکثر نیرو وارد شده در مدل عادل پرور و همکاران 200.85 KN است که در چرخش 3.43% اتفاق افتاده است در حالی که مقدار حداکثر نیروی ایجاد شده، در مدل شبیه سازی شده با همین چرخش انتهایی تیر 209.61 KN است، از آنجایی که حداکثر اختلاف کمتر از ۵ درصد شده است، بیان گر درستی مدل سازی می باشد. از آنجایی که دو نمودار هیستریزیس نشان داده شده در شکل (۳-۳)

(۱۸)، منطبق بر هم شده اند، بنابراین می توان نتیجه گرفت، سطح زیر منحنی هیستریزیس که ظرفیت اتلاف انرژی اتصال را نشان می دهد، برای هر دو نمونه یکسان است.



شکل ۳-۸. نمودار چرخش پانل زون و منحنی پوش

با توجه به نمودار چرخش پانل نشان داده شده در شکل (۳-۱۹)، هر دو نمونه مشارکت ضعیفی در ناحیه پانل دارند، این درحالی است که نمونه عادل پرور و همکاران قادر است در چرخش ۰,۰۲۵ رادیان، مقاومت 200kN را نشان دهد و نمونه مدلسازی شده در چرخش ۰,۰۲۳ رادیان این مقاومت را از خود نشان داده است.

منحنی پوش در شکل (۳-۱۹) حداکثر مقاومت اتصال در هر چرخش و حداکثر انعطاف پذیری برای هر دو نمونه را نشان می دهد. همچنین، ناحیه زیر منحنی میزان انرژی جذب شده در اتصال را نشان می دهد. در این شکل مشخص است که هر دو نمونه، انرژی تقریباً یکسانی را جذب می کنند که نشان دهنده ی دقت صحت سنجی می باشد.

از طرفی اختلاف کمتر از ۲٪ در سختی دورانی (K_θ)، در نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدلسازی شده که معادل شیب نمودار در ناحیه الاستیک می باشد و در محدوده مشخص شده از منحنی پوش نشان داده شده است، بیانگر دقت مناسب صحت سنجی است.

مقایسه نتایج نهایی نمونه ها در جدول (۳-۳) نشان داده شده است، بر اساس این جدول و نتایج بیان شده، می توان دریافت که دو نمونه مدلسازی شده از نظر جذب انرژی، میزان مقاومت و دوران ناحیه پانل و همچنین توزیع تنش مقادیر مشابهی دارند و صحت سنجی انجام شده دقت خوبی دارد.

جدول ۳-۳. نتایج نهایی مدل سازی های انجام شده

نمونه ها	چرخش انتهایی تیر (rad)	چرخش پانل زون (rad)	حداکثر نیروی وارد شده (KN)
عادل پرور و همکاران ^۱	0.05	0.0025	200
مدلسازی عددی ^۲	0.05	0.0023	200.85

^۱ Adlparvar et al

^۲ Numerical model

فصل ۴: تجزیہ و تحلیل

۴-۱ مقدمه

قبل از زلزله نورتریج (۱۹۹۴) از اتصالاتی همچون اتصال پیچی جان تیر به بال ستون و اتصال جوشی بال تیر به ستون استفاده می‌شد که این اتصال از سال ۱۹۷۰ تا ۱۹۹۴ کاربرد داشته است، در ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ زلزله‌ای به بزرگای ۶٫۸ ریشتر در نورتریج - دره سان فرناندو (منطقه لس‌آنجلس) رخ داد که موجب خسارت‌هایی چون خرابی در محل اتصالات تیر به ستون و همچنین شکست در نزدیکی و یا در محل جوش بال تیر به ستون شد، برای بررسی علت این شکست با هدف مقایسه میان اتصالات تمام جوش شده و اتصالات بال جوش‌شده و جان پیچ‌شده تیر به ستون آزمایش‌هایی در دانشگاه برکلی در سال ۱۹۷۰ انجام شد و راهکارهایی برای کاهش این خسارت‌ها پیشنهاد شد، که از جمله این راهکارها می‌توان به دور کردن مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال تیر به ستون با اتصالاتی همچون ^۱RBS یا ^۲SW اشاره کرد.

در این فصل، ابتدا مقایسه‌ای بین اتصال ^۳WUF-W و اتصال SW اعتبار سنجی شده، با هدف ارزیابی بهتر عملکرد اتصال SW، انجام می‌شود، از آنجایی که انتخاب هندسه مناسب نیاز به آزمایش‌ها و مدل‌سازی‌های زیادی دارد که موجب صرف هزینه و زمان زیادی برای این مدل‌سازی‌ها و آزمایش‌ها می‌شود، در این مطالعه قصد داریم بهینه‌ترین حالت یک اتصال با جان شیاردار را با روش سطح پاسخ ^۴ پیدا کنیم و رفتار آن را با یک اتصال با جان شیاردار مقایسه کنیم. هدف از بهینه‌سازی مدل، استفاده از روشی برای بالابردن مقاومت و انعطاف‌پذیری سازه و همچنین بالا بردن جذب انرژی مدل شیاردار نسبت به مدل شیاردار اولیه و جلوگیری از آسیب دیدن سازه با کاهش میزان انتقال تنش و کرنش از تیر به ستون نسبت به اتصال شیاردار اولیه می‌باشد.

^۱ Radius Beam Section

^۲ Slotted Web

^۳ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی

^۴ Response Surface Method (RSM)

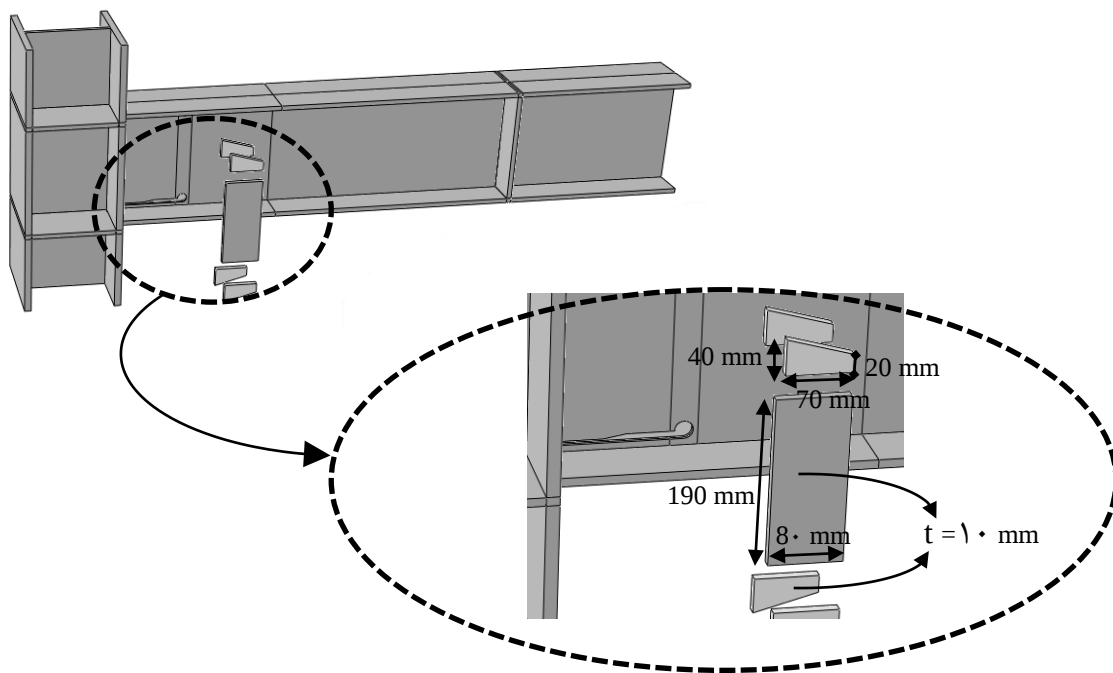
۲-۴ مدلسازی اتصال شیاردار و اتصال گیردار تقویت نشده

جوشی

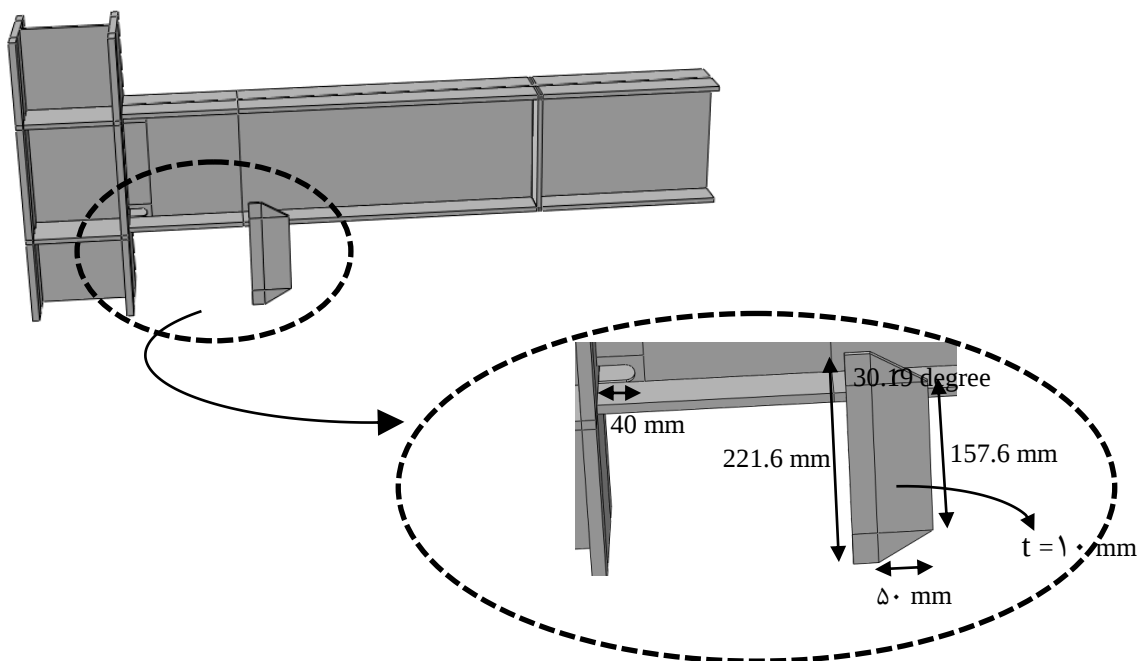
ابعاد اتصال شیاردار شبیه سازی شده مطابق نمونه آزمایشگاهی عادل پرور و همکاران در نظر گرفته شده است، همچنین ابعاد اتصال WUF-W مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است، در جدول (۱-۴) مشخصات مدل های شبیه سازی شده، نشان شده است، جدول ۱-۴. مشخصات نمونه های مدل شده (ابعاد به سانتی متر)

مدل	المان	سطح مقطع	نوع فولاد	ارتفاع ستون	طول تیر	ابعاد ورق
مدل SW	تیر	IPE27	ST37		۱۳۰	
	ستون	Plate girder	ST37	۶۳		W63×19×1
						F63×22×1.5
مدل WUF-W	تیر	IPE27	ST37		۱۳۰	
	ستون	Plate girder	ST37	۶۳		W63×19×1
						F63×22×1.5

که در اینجا بار در فاصله ۱ متری از وجه ستون اعمال شده است و در هر دو نمونه تیر مدل شده از یک برشگیر برای تقویت جان تیر با طول ۸۰ میلی متر و پهنای ۱۹۰ میلی متر استفاده شده است که علاوه بر این از سخت کننده های عمودی با ابعاد ۷×۵×۴×۱ سانتی متر برای تقویت بال تیر در مدل SW استفاده شده است، همچنین از سخت کننده های جان تیر و ستون استفاده شده است، که محل سخت کننده جان تیر دقیقاً در محل اعمال بار در نظر گرفته شده و ابعاد آن ۲۴/۹۶×۶/۴۲×۱ سانتی متر، همچنین طول شیار برای مدل SW، ۱۶۰ میلی متر و قطر حفره آن ۲۱ میلی متر در نظر گرفته شده است.



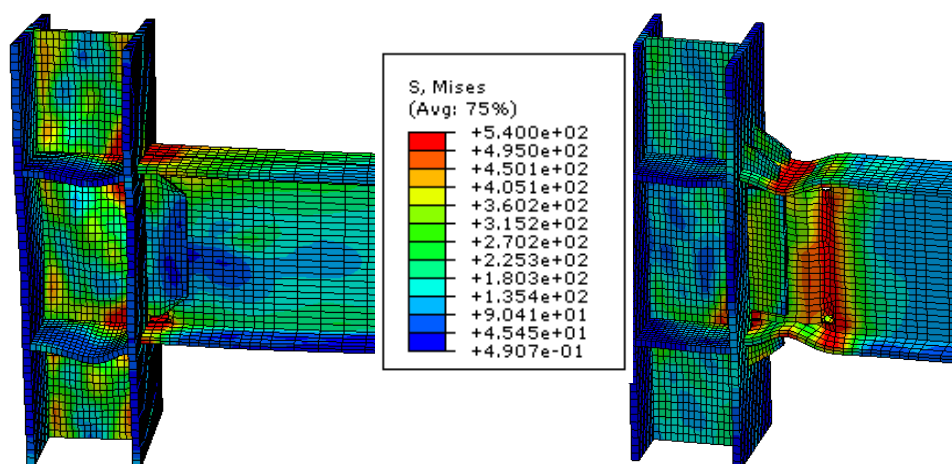
شکل ۴-۱ مدل SW



شکل ۴-۲ مدل WUF-W

۴-۲-۱ بررسی نتایج مدلسازی اتصال‌های SW و WUF-W

برای درک بهتر از عملکرد اتصال شیاردار، دو اتصال SW و WUF-W تحت بار استاتیکی اعمال شده در آزمایشگاه مشابه شکل (۳-۴) قرار گرفته اند و نتایج حاصل از مقایسه مدلسازی اتصال شیاردار با اتصال تقویت نشده جوشی در شکل (۴-۳) نشان داده شده است،

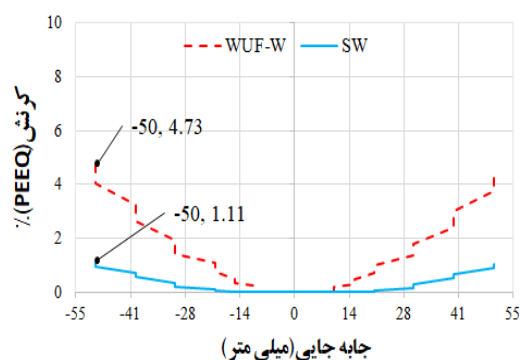


(ب). اتصال WUF-W

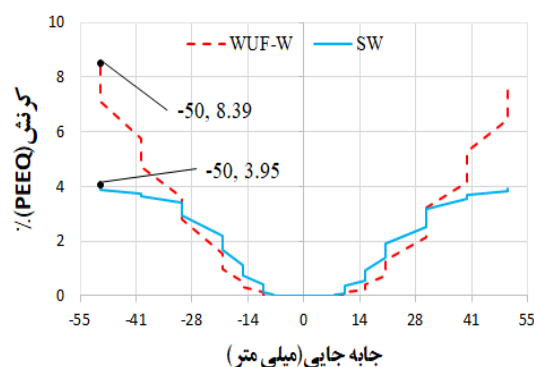
(الف). اتصال SW

شکل ۳-۴. اتصالات SW و WUF-W مدلسازی شده در گام آخر بارگذاری

نتایج حاصل از مقایسه کرنش‌های SW با اتصال WUF-W در ناحیه اتصال تیر به ستون و در ناحیه چشمه اتصال در شکل (۴-۴) آورده شده است، که در اینجا از کرنش^۱ PEEQ و تنش^۲ MISES استفاده شده است،



(ب). کرنش در محل اتصال تیر به ستون



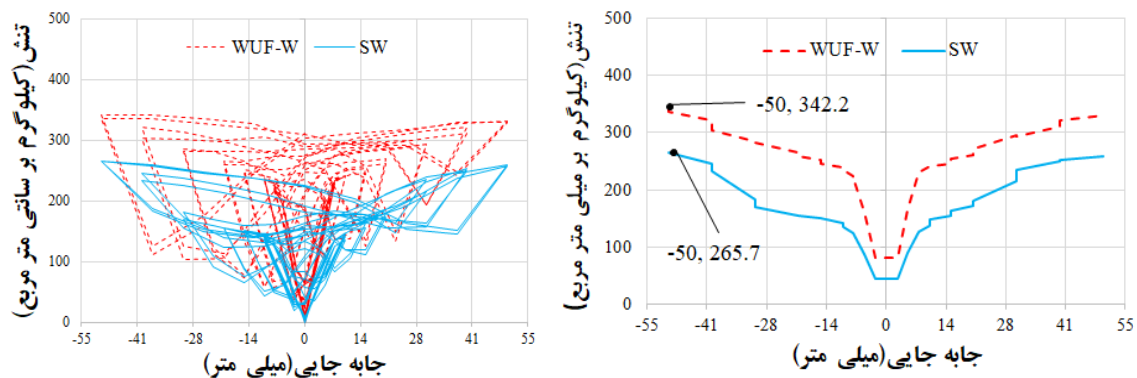
(الف). کرنش در چشمه اتصال

شکل ۴-۴. مقادیر کرنش در اتصال‌های SW و WUF-W

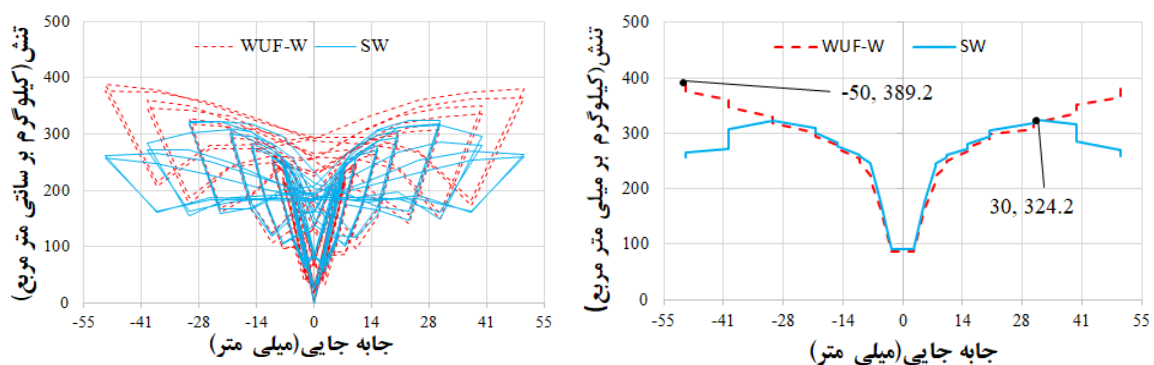
^۱ Equivalent Plastic Strain

^۲ Mises equivalent stress

همانطور که از نمودارهای شکل (۴-۴) مشخص است، کرنش ناحیه چشمه اتصال و ناحیه اتصال تیر به وجه ستون در مدل SW نسبت به WUF-W به ترتیب ۵۲٫۹٪ و ۷۶٫۵٪ کاهش یافته است. در شکل (۴-۵) و (۴-۶) از تنش MISES استفاده شده که برای درک بهتر و مقایسه آسان تر رفتار نمونه ها از نمودار جابه جایی-حداکثر اندازه تنش در هر سیکل استفاده شده است.



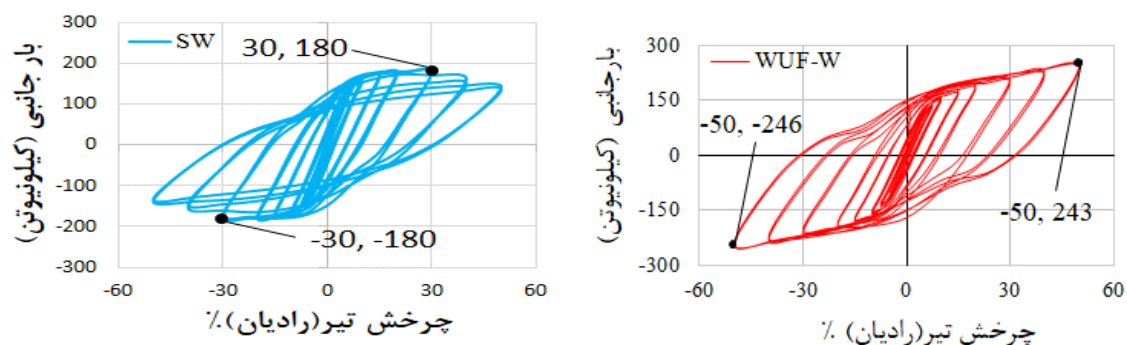
شکل ۴-۵. تنش محل اتصال تیر به ستون



شکل ۴-۶. تنش محل چشمه اتصال ستون

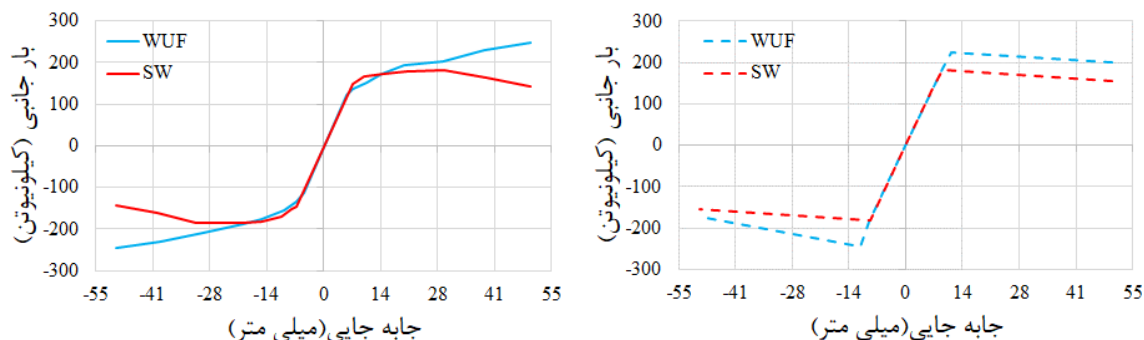
از نمودارهای شکل (۴-۵) و (۴-۶) می توان نتیجه گرفت میزان حداکثر تنش ایجاد شده در چشمه اتصال و ناحیه اتصال در مدل SW نسبت به WUF-W به ترتیب ۲۲٫۳۶٪ و ۱۶٫۷٪ کاهش یافته است.

برای بررسی مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی از نمودار هیستریزس استفاده شده است،



شکل ۴-۷. نمودار هیستریزس دو نمونه WUF-W و SW

با توجه به نمودار هیستریزیس شکل (۴-۷)، مقدار مقاومت نمونه به اندازه ۲۶,۸٪ کاهش یافته است.



شکل ۴-۸. نمودار پوش و دو خطی دو نمونه WUF-W و SW

برای محاسبه ضریب شکل پذیری از روش پرایستلی و پائولی استفاده شده است و ضرایب شکل پذیری برای نمونه‌های SW و WUF مطابق جدول (۴-۲) بدست آمده است.

جدول ۴-۲. ضرایب شکل پذیری محاسبه شده برای WUF-W و SW

نمونه	$P_U (KN)$	$\delta_y (mm)$	$\delta_U (mm)$	$K_e (KN/mm)$	μ
نمونه ۱ (SW)	182.4	9	50	20.26	5.55
نمونه ۲ (WUF-W)	224.04	11	50	20.36	4.54

همانطور که در جدول (۴-۲) نشان داده شده میزان شکل پذیری در مدل SW نسبت به WUF-W به ترتیب ۲۲,۲۴٪ افزایش یافته است.

مقدار جذب انرژی برای نمونه‌های مدل شده با بدست آوردن مساحت زیر منحنی های هیستریزیس در جدول (۴-۳) نشان داده شده است،

جدول ۴-۳. جذب انرژی محاسبه شده برای WUF-W و SW

نمونه	سطح زیر منحنی ها (کیلونیوتون-میلی متر)	درصد کاهش جذب انرژی
نمونه ۱ (SW)	15503.66	18.32٪
نمونه ۲ (WUF-W)	18982.50	

همانطور که در جدول بالا نشان داده شده است، با توجه به ضعفی که به عمد در جان مقطع تیر ایجاد کردیم، جذب انرژی نمونه شیاردار به ازای یک جابه‌جایی ثابت کاهش یافته است، ولی با توجه به این- که در نمونه شیاردار مفصل پلاستیک آن در تیر و دور از وجه ستون تشکیل می‌شود و با توجه به این موضوع که اتصال شیاردار شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان می‌دهد، اتصال شیاردار را می‌توان یک اتصال مناسب تلقی کرد.

از مقایسه نتایج مدل‌سازی اتصال‌های SW و WUF-W می‌توان نتیجه گرفت که افزایش طول شیار در اتصال SW موجب افزایش شکل‌پذیری و کاهش مقاومت و جذب انرژی و تنش و کرنش نمونه می‌شود، به عبارتی طول شیار با پارامتر شکل‌پذیری رابطه مستقیم و با پارامترهای مقاومت و جذب انرژی و تنش و کرنش رابطه عکس دارد، از آنجایی که رسیدن به حداکثر مقادیر شکل‌پذیری، مقاومت، جذب انرژی و حداقل تنش و کرنش برای اتصال شیاردار مهم است، بنابراین نیاز به روشی برای پیدا کردن بهینه‌ترین مدل می‌باشد که در اینجا برای رسیدن به بهینه‌ترین مدل از روش سطح پاسخ^۱ (RSM) استفاده شده است.

۳-۴ مدل‌سازی با RSM

مدل‌سازی اتصال شیاردار برای بدست آوردن مقاومت، جذب انرژی بیشینه و تنش و کرنش حداقل با استفاده از نرم افزار MINITAB 18 انجام شده است. که در اینجا سطوح پارامترهای ورودی در جدول (۴-۴) و مدل‌های انجام‌شده به همراه نتایج گرفته شده از آباکوس برای این مدل‌ها در پیوست نمایش داده شده است، که در جدول (۴-۴) طول سخت‌کننده‌های عمودی بال تیر با V_{fin} ، طول سخت‌کننده‌ی جان تیر با ShP ، طول شیار ایجاد شده در جان تیر با S_L ، پهنای شیار ایجاد شده در جان تیر با S_w نمایش داده شده است.

جدول ۴-۴. سطح‌بندی پارامترهای ورودی

نمونه	سطح ۱	سطح ۲	سطح ۳	سطح ۴	سطح ۵
V_{fin} (mm)	40	50	60	70	80
ShP (mm)	30	40	50	60	70
S_L (mm)	160	185	210	235	260
S_w (mm)	3.2	3.7	4.2	4.7	5.2

براساس سطح‌بندی انجام شده، ۳۱ مدل براساس روش سطح پاسخ (RSM) پیشنهاد شده است که مدل‌سازی‌ها و نتایج آباکوس در پیوست آورده شده است.

^۱ RSM : Responsible Surface Method

یادآوری این نکته ضروری به نظر می‌رسد که به دلیل تعداد بالای مدل برای مدلسازی از المان Shell استفاده شده است.

۳-۴-۱ بررسی نتایج بدست آمده از RSM

تأثیر چهار پارامتر طول اتصال سخت‌کننده‌های عمودی بال تیر (V_{fin})، طول اتصال سخت‌کننده‌ی جان تیر (ShP)، طول شیار ایجاد شده در جان تیر (S_L)، پهناى شیار ایجاد شده در جان تیر (S_w) بر مقاومت (S_U)، جذب انرژی (E)، حداکثر تنش ایجاد شده در ناحیه اتصال تیر به ستون (σ_w)، حداکثر کرنش ایجاد شده در ناحیه اتصال تیر به ستون (ϵ_w)، حداکثر تنش ایجاد شده در ناحیه پانل ستون (σ_p) و حداکثر کرنش ایجاد شده در ناحیه پانل ستون (ϵ_p) بررسی می‌شود.

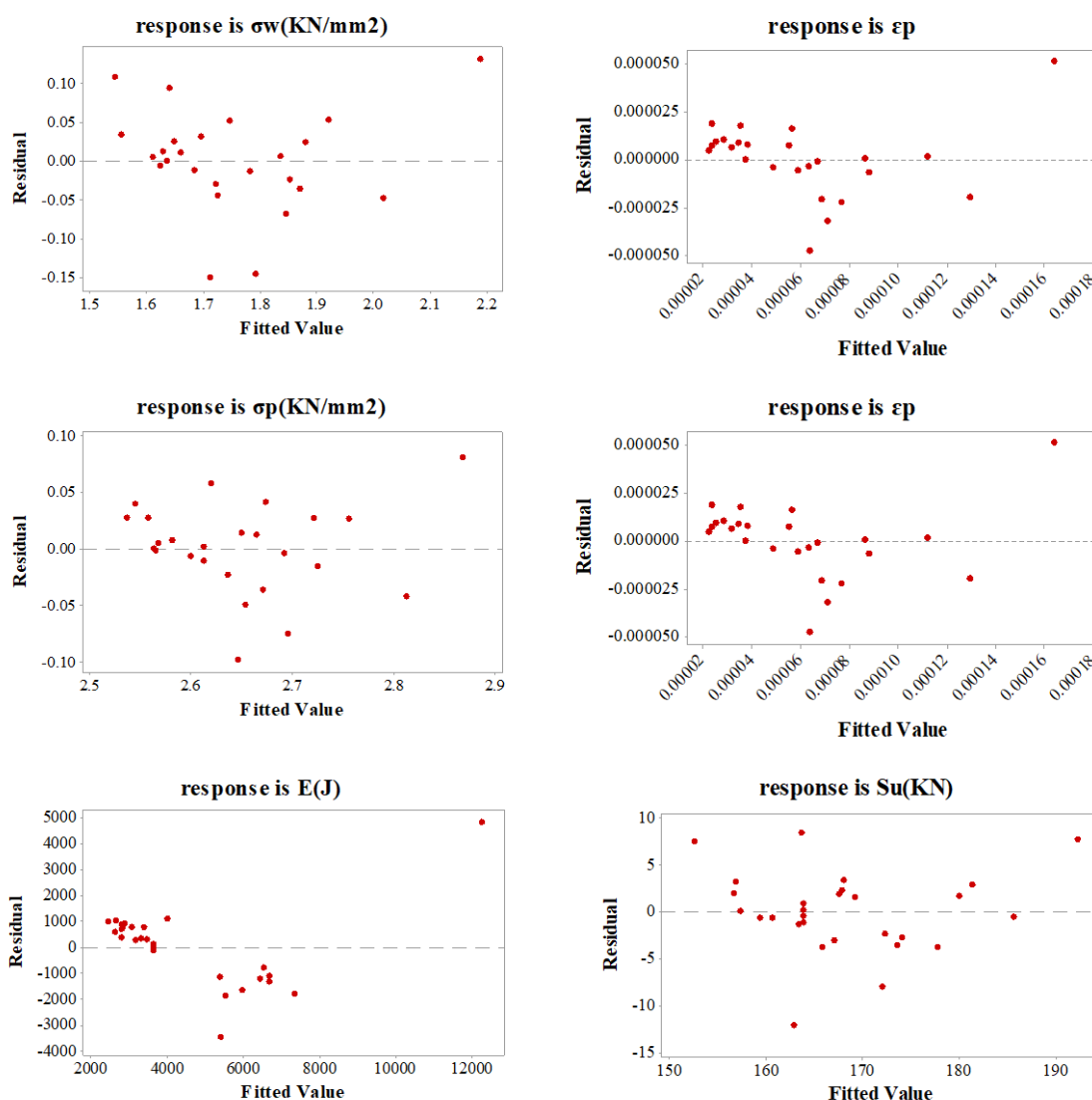
پیش‌بینی انجام شده بر اساس مقادیر R^2 ، $Adj (R^2)$ و $Pred (R^2)$ انجام شده است. مقدار R^2 تغییرات پاسخ‌ها است که با یک یا چند پارامتر وابسته پیش‌بینی بیان شده است. هرچه مقدار R^2 بیشتر باشد، تناسب مدل با داده‌ها بهتر می‌شود. از مقدار $Adj (R^2)$ برای مقایسه مدل‌ها با تعداد پیش‌بینی متفاوت استفاده می‌شود، در حالی که از مقدار $Pred (R^2)$ برای پیش‌بینی مدل پیشنهادی بهتر استفاده می‌شود.

در جدول (۴-۵) خلاصه‌ای از قابل قبول بودن مدل‌ها برای مقادیر مقاومت، جذب انرژی، تنش و کرنش در ناحیه اتصال تیر به وجه ستون و ناحیه پانل، نشان داده شده است.

جدول ۴-۵. نتایج مدل

مدل	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
S_U	98.44%	97.33%	96.46%
E	92.16%	94.16%	93.04%
ϵ_w	88.36%	98.02%	97.54%
σ_w	92.43%	89.31%	90.11%
ϵ_p	81.94%	89.01%	87.97%
σ_p	0.00%	48.83%	72.71%

پراکندگی باقیمانده‌های پارامترهای بدست آمده برای مدل بهینه پیشنهاد شده نشان دهنده خطا در انجام محاسبات است. از شکل (۴-۸)، برای بررسی پراکندگی باقیمانده‌ها و خطای محاسبات انجام شده استفاده شده است.

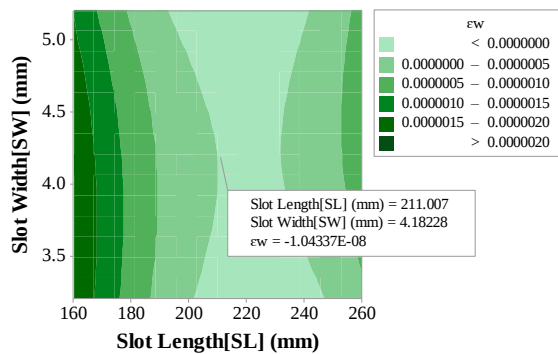
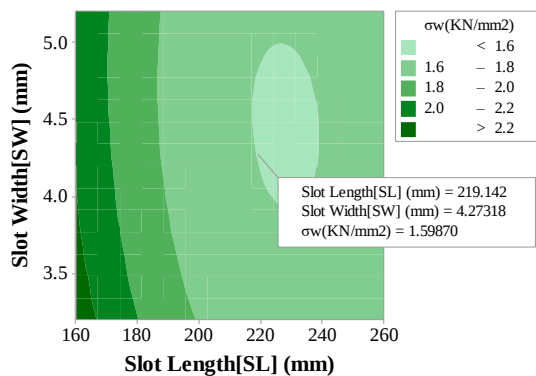


شکل ۴-۹. نمودار مقادیر متناسب با باقیمانده

از نمودارهای بالا مشخص است که تغییرات باقیمانده‌ها روند خاصی را دنبال نمی‌کنند و می‌توان گفت تقریباً واریانس بین داده‌ها ثابت است. از طرفی بیشترین مقدار خطا در تنش ناحیه پانل اتفاق افتاده است و در محدوده ۰,۰۸ تا -۰,۹۸ تغییر می‌کند که نسبت به تنش $\left(\frac{Kg}{mm^2}\right)$ ۳,۱۹ در نمونه آزمایشگاهی صحت سنجی شده، از آنجایی که خطا کمتر از ۵٪ شده است، مقدار آن قابل قبول است.

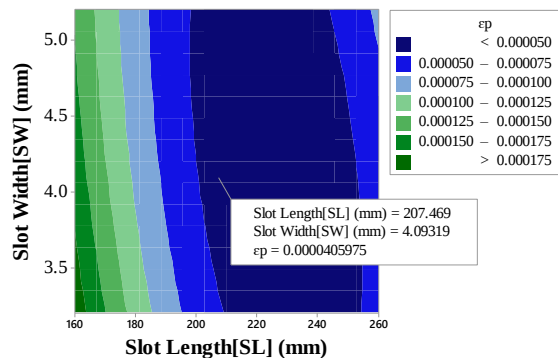
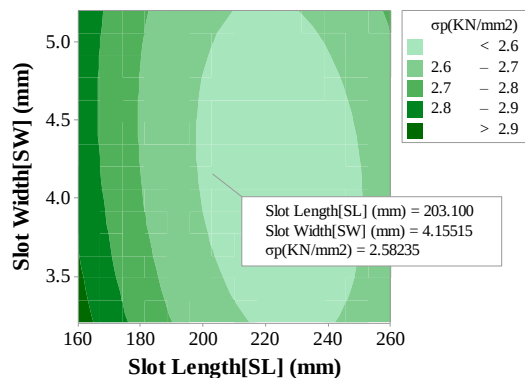
۴-۳-۲ بررسی تغییرات پارامترها

شکل (۴-۹) و (۴-۱۰) نمودارهای کانتور را برای پارامترهای طول شیار، پهنای شیار، طول سخت کننده‌ی جان تیر و طول سخت کننده‌ی بال تیر نشان می‌دهد.



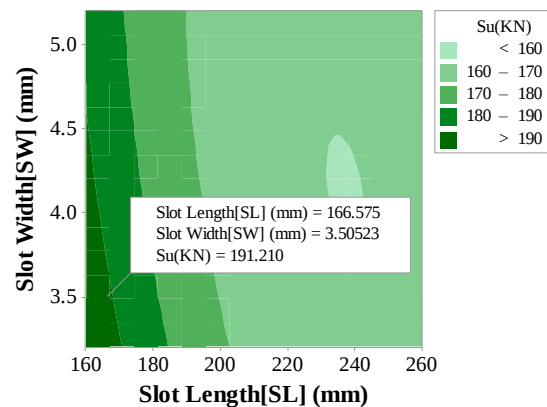
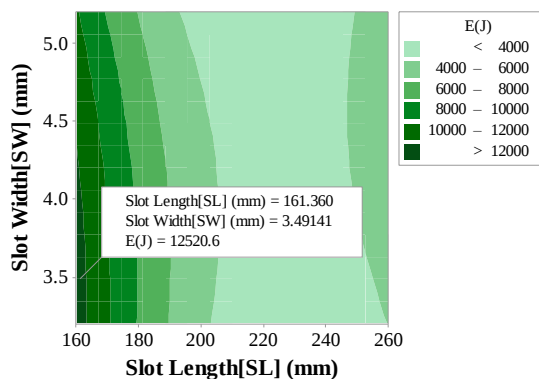
تنش ناحیه اتصال تیر به ستون (σ_w)

کرنش ناحیه اتصال تیر به ستون (ϵ_w)



تنش در ناحیه پانل ستون (σ_p)

کرنش در ناحیه پانل ستون (ϵ_p)

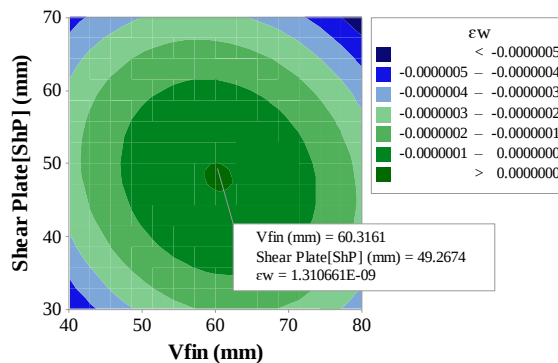
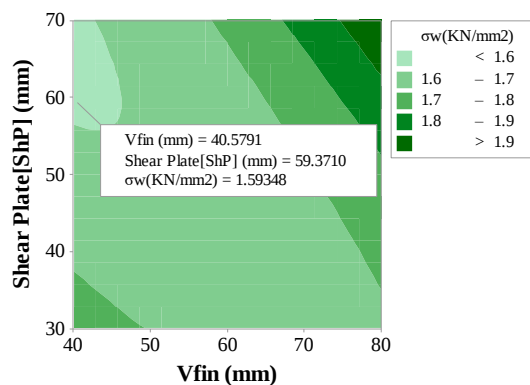


جذب انرژی (E)

مقاومت نهایی (S_u)

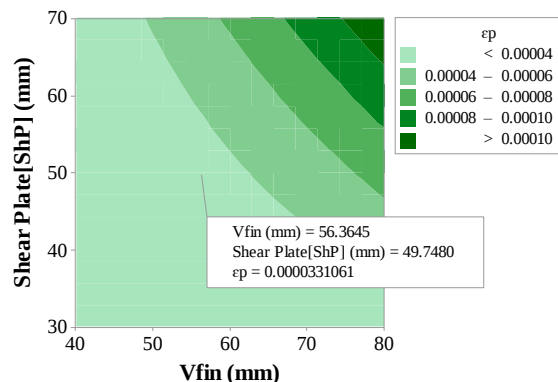
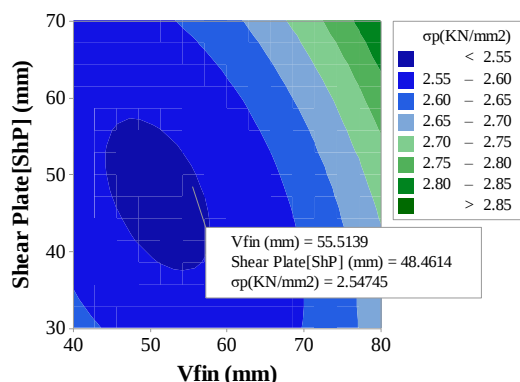
شکل ۴-۱۰. نمودارهای کانتور براساس تغییر طول و پهنای شیار

با توجه به شکل (۴-۹)، با کاهش طول شیار، مقاومت و جذب انرژی افزایش یافته است و میزان کرنش و تنش در محل اتصال تیر به ستون و ناحیه پانل افزایش یافته است، همچنین میتوان گفت که تغییر در پهنای شیار تاثیر چندانی ندارد و محدوده ۴۰ تا ۴۵ محدوده‌ی مناسبی برای آن میتواند باشد.



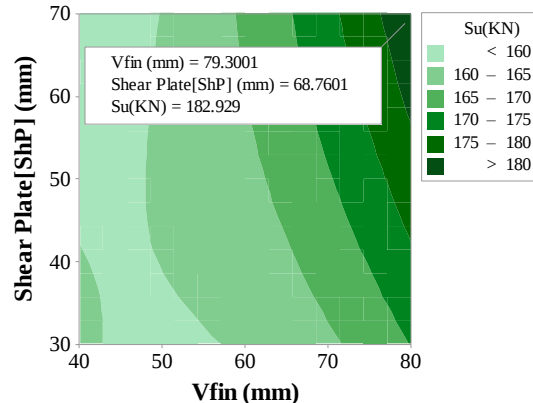
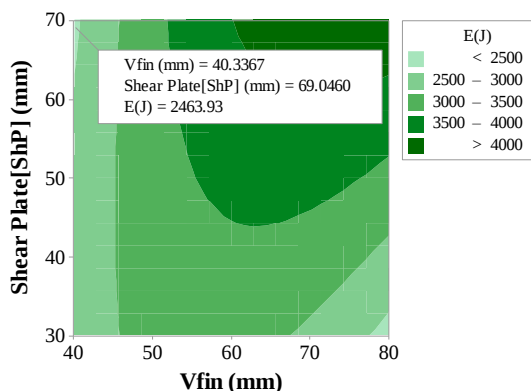
تنش ناحیه اتصال تیر به ستون (σ_w)

کرنش ناحیه اتصال تیر به ستون (ϵ_w)



تنش در ناحیه پانل ستون (σ_p)

کرنش در ناحیه پانل ستون (ϵ_p)



جذب انرژی (E)

مقاومت نهایی (S_u)

شکل ۴-۱۱. نمودارهای کانتور براساس تغییر طول برشگیر و سخت‌کننده‌ی عمودی بال تیر

با افزایش طول سخت‌کننده بال تیر، مقاومت و جذب انرژی افزایش یافته است و کرنش و تنش در محل اتصال تیر به ستون و همچنین کرنش در ناحیه پانل نیز افزایش یافته است و این درحالی است که مقدار تنش در ناحیه پانل با افزایش طول برشگیر جان تیر تا ۵۰ میلی‌متر در محدوده مناسبی قرار دارد و با افزایش طول برشگیر، مقدار تنش در آن افزایش پیدا کرده است. به طور کلی تغییر طول

Shear Plate تاثیر چندانی ندارد، اما میتوان گفت در صورتی که در محدوده ۳۵ تا ۵۵ میلی‌متر قرار داشته باشد می‌تواند موجب بهبود عملکرد اتصال شود.

۳-۳-۴ پیش‌بینی مدل

پیش‌بینی مدل ارائه شده با استفاده از روش سطح پاسخ برای حالتی که تنش و کرنش ایجاد شده در آن حداقل باشد و مقاومت و جذب انرژی آن حداکثر باشد، انجام شده است. جدول (۴-۶)، پارامترهای در نظر گرفته شده با توجه محدوده‌ی تغییرات آن‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۶. پارامترهای در نظر گرفته شده

ضریب اهمیت	کرنان بالا	نقطه هدف	کرنان پایین	هدف	پاسخ
۱	2.9477	2.5477		Minimum	σ_p
۱	0.000215	0.000015		Minimum	ε_p
۱	1.5598	2.3194		Minimum	σ_w
۱	0.0000031	0		Minimum	ε_w
۱		17080	1914.29	Maximum	E
۱		200	150.73	Maximum	S _u

از آنجایی که تمامی پارامترهای در نظر گرفته شده برای ما مهم هستند و روی یکدیگر موثر هستند، اهمیت تمامی آن‌ها در جدول (۴-۶) یکسان در نظر گرفته شده است. جدول (۴-۷) هندسه مدل پیش-بینی شده را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۷. هندسه پیش‌بینی شده

SW	SL	ShP	Vfin	پاسخ
4.2	160	50	60	1

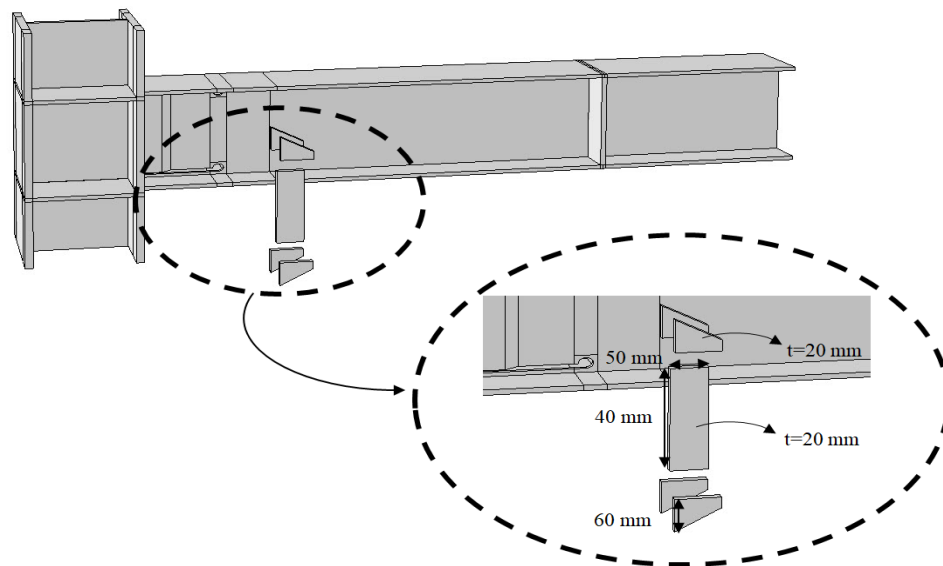
۴-۳-۴ مدلسازی اتصال شیاردار و اتصال شیاردار بهینه شده

از آنجایی که المان Shell در تغییر شکل‌های بزرگ رفتار خوبی نشان نداده است و همچنین چون سایر مدل‌ها با المان Solid مدل شده‌اند، برای مقایسه بهتر مدل بهینه انتخاب شده با سایر مدل‌ها، از المان Solid برای هندسه پیش‌بینی شده استفاده شده است. برای مقایسه بهتر، مدل بهینه پیشنهادی و مدلسازی آزمایشگاهی انجام شده در نرم افزار اجزای محدودی آباکوس مدلسازی شده اند، که جدول (۴-۸)، مدل‌های بررسی شده را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۸. نمونه آزمایشگاهی مدل شده و مدل پیشنهادی (ابعاد به میلی‌متر)

مدل	Vfin (mm)	ShP (mm)	SL (mm)	Sw (mm)
SW	70×50×40	51	160	5.0,9.6
Optimal-SW	60×60×20	50	160	4.2,9.6

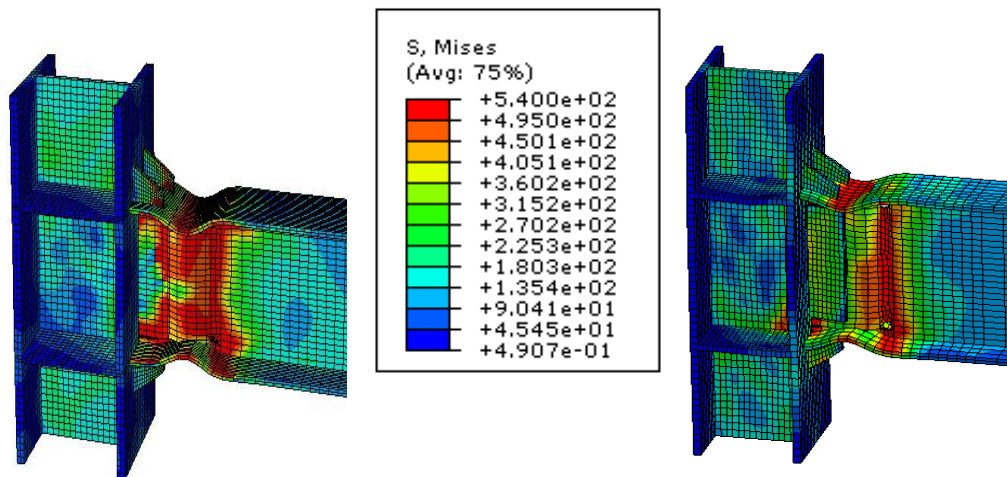
که در جدول بالا پارامترهای Vfin، ShP، SL و Sw به ترتیب نشان‌دهنده‌ی سخت‌کننده‌ی عموی بال تیر، سخت‌کننده افقی جان تیر، طول شیار و پهنا‌ی شیار می‌باشد. لازم به ذکر است که ابعاد ستون و تیر برای نمونه بهینه شده مشابه نمونه مدل آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است.



شکل ۴-۱۲. مدل Optimal-SW

۴-۳-۵ بررسی نتایج مدلسازی اتصال‌های SW و Optimal-SW

برای درک بهتر از عملکرد اتصال Optimal-SW، دو اتصال SW و Optimal-SW تحت بار استاتیکی اعمال شده در آزمایشگاه مشابه شکل (۳-۴) قرار گرفته اند و نتایج حاصل از مقایسه مدلسازی اتصال شیاردار با اتصال تقویت نشده جوشی در شکل (۴-۱۲) نشان داده شده است،



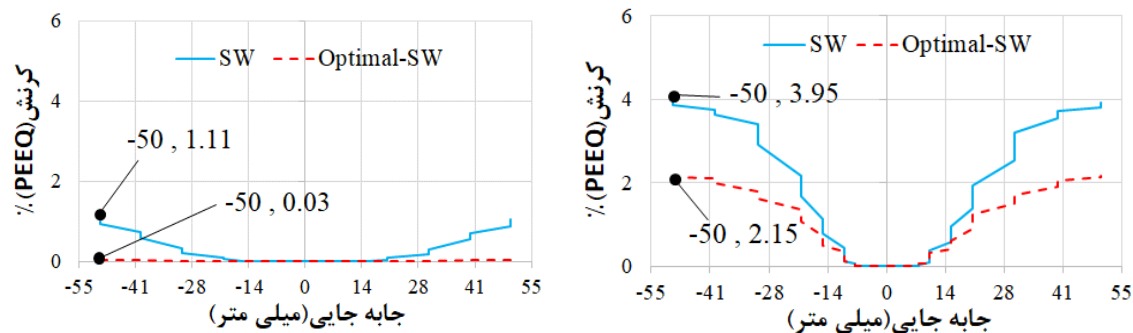
Optimal-SW اتصال (ب).

SW اتصال (الف).

شکل ۴-۱۳. اتصالات SW و Optimal-SW مدل سازی شده در گام آخر بارگذاری

بر طبق شکل (۴-۱۳)، توزیع تنش در نمونه بهینه شده نسبت به نمونه آزمایشگاهی مدل سازی شده توزیع یکنواخت تری دارد.

هدف از بهینه سازی اتصال با جان شیاردار کاهش مقادیر تنش و کرنش در ناحیه اتصال تیر به ستون و ناحیه پانل ستون نسبت به اتصال نمونه آزمایشگاهی مدل سازی شده بوده است، در شکل (۴-۱۴)، نتایج حاصل از مقایسه تنش ها و کرنش های اتصال SW با اتصال Optimal-SW در ناحیه اتصال تیر به ستون و در ناحیه پانل آورده شده، که در اینجا از کرنش $PEEQ^1$ و تنش $MISES^2$ استفاده شده است،



کرنش در محل اتصال تیر به ستون

کرنش در ناحیه چشمه اتصال

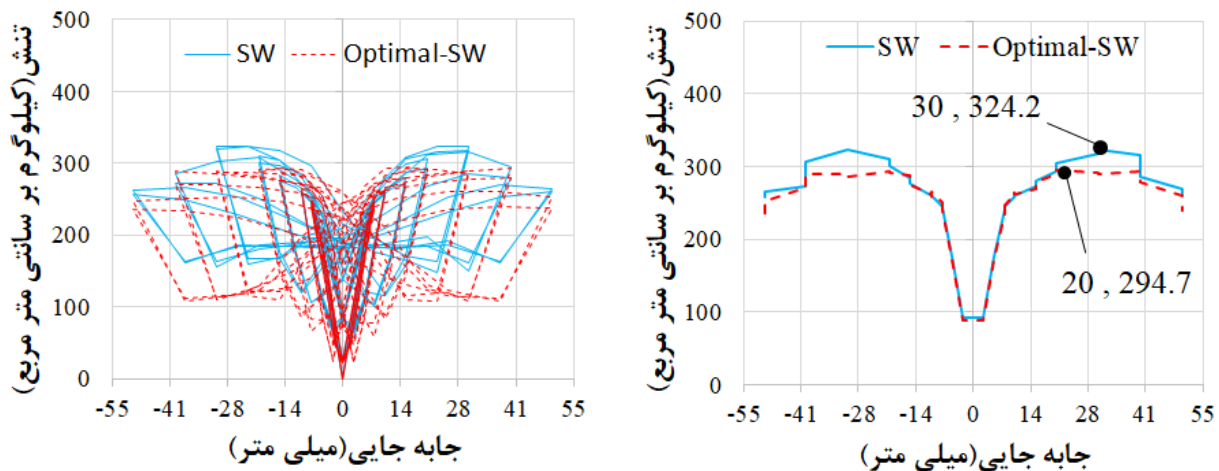
شکل ۴-۱۴. مقادیر کرنش برای دو اتصال SW و Optimal-SW

همانطور که از نمودارهای شکل (۴-۱۴) مشخص است کرنش چشمه اتصال در مدل Optimal-SW نسبت به SW ، ۴۵٫۵۶٪ کاهش یافته است و این در حالی است که در ناحیه اتصال مدل Optimal-SW مقدار کرنش تقریباً برابر صفر است.

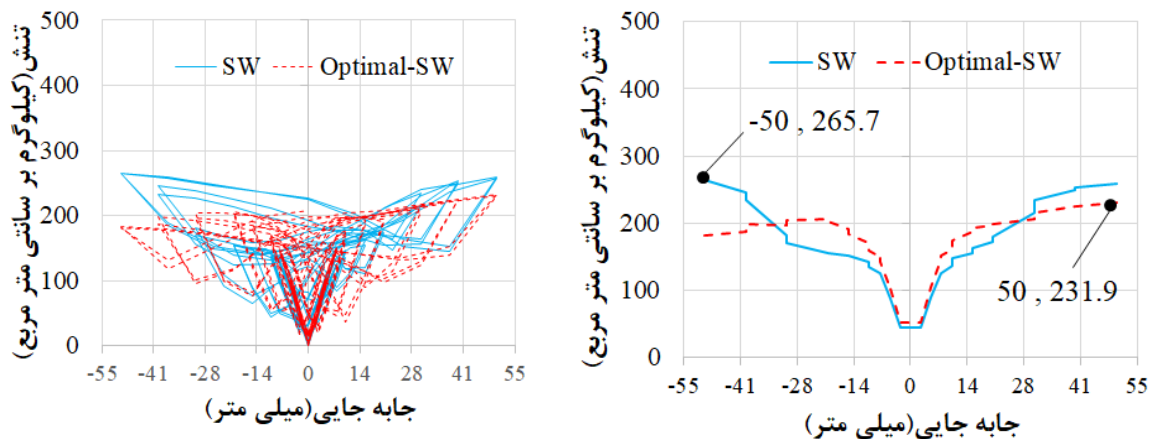
¹ Equivalent Plastic Strain

² Mises equivalent stress

در شکل (۴-۱۵) و (۴-۱۶)، از تنش MISES استفاده شده که برای درک بهتر و مقایسه آسان تر رفتار نمونه‌ها از نمودار جابه‌جایی-حداکثر اندازه تنش در هر سیکل استفاده شده است.



شکل ۴-۱۵. تنش محل چشمه اتصال ستون برای دو اتصال SW و Optimal-SW

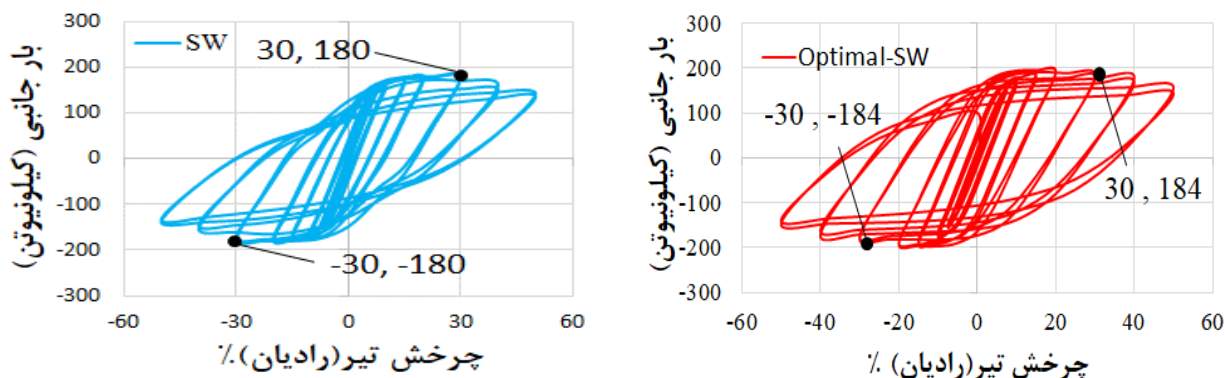


شکل ۴-۱۶. تنش محل اتصال تیر به ستون برای دو اتصال SW و Optimal-SW

از نمودارهای شکل (۴-۱۵) و (۴-۱۶) می‌توان نتیجه گرفت میزان حداکثر تنش ایجاد شده در چشمه اتصال و ناحیه اتصال در مدل Optimal-SW نسبت به SW به ترتیب ۹٫۰۹٪ و ۱۲٫۶۲٪ کاهش یافته است.

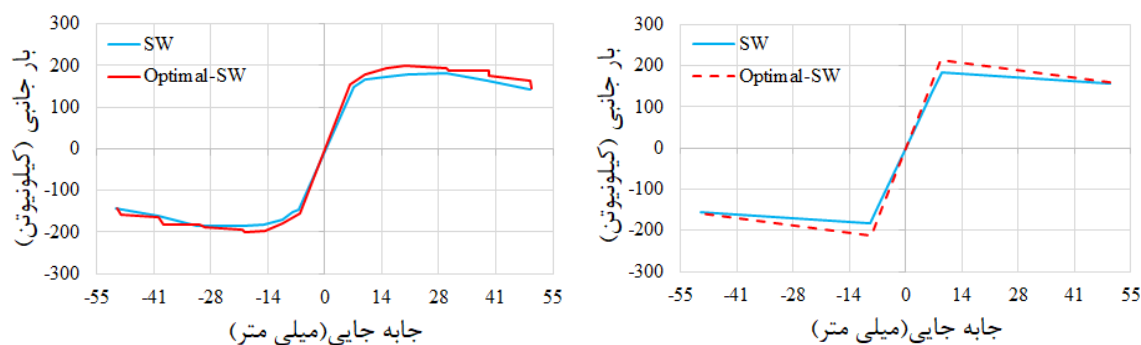
نتایج بدست آمده از مقادیر تنش و کرنش نشان دهنده کاهش خسارت در ناحیه جوش اتصال تیر به ستون و ناحیه چشمه اتصال در اتصال بهینه شده نسبت به اتصال شیاردار معمول به دلیل کاهش مقادیر تنش و کرنش می‌باشد.

برای بررسی مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی از نمودار هیستریزیس و نمودار دوخطی پوش استفاده شده است،



شکل ۴-۱۷. نمودار هیستریزیس دو نمونه SW و Optimal-SW

از نمودار هیستریزیس شکل (۴-۱۶) مشاهده می‌شود، مقدار مقاومت نمونه تقریباً ۲,۲٪ افزایش یافته است.



شکل ۴-۱۸. نمودار پوش و دو خطی دو نمونه SW و Optimal-SW

برای محاسبه ضرایب شکل پذیری از روش پریستلی و پائولی استفاده شده است و ضرایب شکل پذیری برای نمونه‌های SW و Optimal-SW مطابق جدول (۴-۲) بدست آمده است.

جدول ۴-۹. ضرایب شکل پذیری محاسبه شده برای WUF-W و SW

نمونه	$P_U (KN)$	$\delta_y (mm)$	$\delta_U (mm)$	$K_e (KN/mm)$	μ
نمونه ۱ (SW)	182.4	9	50	20.26	5.55
نمونه ۲ (Optimal-W)	212	8.5	50	24.94	5.86

همانطور که در جدول (۴-۹) نشان داده شده میزان شکل پذیری در مدل Optimal-SW نسبت به SW ۵,۵۸٪ افزایش یافته است.

مقدار جذب انرژی برای نمونه‌های مدل شده با بدست آوردن مساحت زیر منحنی های هیستریزیس به صورت جدول (۴-۱۰) بدست آمده است.

جدول ۴-۱۰. جذب انرژی محاسبه شده برای Optimal-SW و SW

نمونه	سطح زیر منحنی ها (کیلونیوتون-میلی متر)	درصد کاهش جذب انرژی
نمونه ۱ (SW)	15503.66	
نمونه ۲ (Optimal-SW)	17240	11.19%

با توجه به نتایج بدست آمده، در مدل بهینه پیشنهاد شده از آنجایی که تنش و کرنش در محل اتصال تیر به ستون و چشمه اتصال کاهش یافته، علاوه براین مقاومت و جذب انرژی افزایش یافته است، می توان گفت اتصال بهینه پیشنهادی مناسب تر است.

از طرفی از آنجایی که روش سطح پاسخ با هدف کاهش مقادیر تنش و کرنش در ناحیه اتصال تیر به ستون و ناحیه پانل و همچنین افزایش مقاومت و جذب انرژی به کارگرفته شده است و مقادیر تنش و کرنش به خوبی کاهش یافته است و جذب انرژی و مقاومت افزایش یافته است، می توان دریافت روش سطح پاسخ روشی مناسب است.

فصل ۵ : نتیجه گیری و پیشنهاد

۵-۱ مقدمه

در این پایان نامه اتصال شیاردار پس از بررسی صحت مدل سازی با نمونه آزمایشگاهی انجام شده توسط عادل پرور و همکاران ارزیابی شد و با استفاده از روش سطح پاسخ محدوده مناسب برای ابعاد اتصال بهینه شده براساس محدودیت های آیین نامه AISC-318 در نظر گرفته شد و در نهایت پس از بررسی تاثیر پارامترها براساس نمونه های مدل سازی شده با صرف هزینه و زمان کم مدل بهینه پیش بینی شد. در انتهای این پژوهش بعد از بررسی عملکرد لرزه ای اتصال شیاردار که از طریق نتایج بدست آمده از نمودارهای تنش و کرنش و نمودار هیستریزیس و نمودار دوخطی پوش بررسی شد، در این فصل به بیان نتایج حاصل از این تحلیل ها به صورت خلاصه تر پرداخته می شود.

۵-۲ نتایج مقایسه اتصالات Optimal-SW، SW و WUF

- مقاومت نمونه با کاهش طول و پهنای شیار و با افزایش ابعاد سخت کننده ی بال تیر و طول برشگیر به دلیل قوی تر شدن ناحیه اتصال افزایش می یابد.
- تنش و کرنش در ناحیه اتصال تیر به ستون و ناحیه چشمه اتصال با افزایش طول و پهنای شیار و کاهش ابعاد سخت کننده عمودی بال تیر و طول برشگیر به دلیل انتقال مفصل پلاستیک به ناحیه ای دور از ناحیه اتصال کاهش می یابد.
- ضریب شکل پذیری در مدل اصلی و مدل بهینه شده با روش سطح پاسخ از ۵,۵۵ به ۵,۸۶ رسیده که نتیجه شد شکل پذیری در نمونه بهینه شده ۱۱,۱۹٪ بهبود یافته است.
- بنابراین روش سطح پاسخ توانسته است مدلی با تنش و کرنش کمتر و شکل پذیری بیشتر را پیشنهاد دهد. مقایسه انجام شده با روش سطح پاسخ نشان می دهد که موثرترین پارامترها به ترتیب طول شیار و سخت کننده عمودی بال تیر است.

۵-۳ پیشنهاد برای آیندگان

- بررسی رفتار در استفاده همزمان اتصال شیاردار در قاب به همراه اتصالات متفاوت.
- مقایسه رفتار اتصال شیاردار بهینه شده با اتصالات متفاوت بهینه شده.
- استفاده از الگوریتم ژنتیک برای پیدا کردن بهینه ترین مدل و مقایسه نتایج حاصل از آن با روش سطح پاسخ استفاده شده.
- دیدن اثر تغییر در ارتفاع تیر بر روی نتایج حاصل از روش سطح پاسخ.

یوست

براساس سطح‌بندی انجام شده در جدول (۴-۱) برای بهینه سازی مدل به روش سطح پاسخ، ۳۱ مدل پیشنهاد شده است که مدلسازی‌ها و نتایج آباکوس در جدول زیر نشان داده شده است. در جدول زیر پارامترهای خروجی S_U ، E ، ϵ_w ، σ_w و ϵ_p به ترتیب مقاومت نهایی نمونه، میزان جذب انرژی نمونه، حداکثر کرنش ایجاد شده در ناحیه اتصال تیر به ستون، حداکثر تنش ایجاد شده در ناحیه اتصال تیر به ستون، حداکثر کرنش ایجاد شده در ناحیه پانل ستون و حداکثر تنش ایجاد شده در ناحیه پانل ستون را نشان می‌دهند.

جدول پ ۱-۱. برنامه مدلسازی و نتایج آباکوس

Run Order	Vfin mm	ShP mm	SW mm	SL mm	S _U KN	E J	ϵ_w	σ_w (Kg/mm ²)	ϵ_p	σ_p (Kg/mm ²)
1	70	60	3.7	185	185.06	5551.86	1.3E-08	1.96716	0.00011	2.76982
2	60	50	4.2	260	150.73	1914.3	0	1.5598	1.5E-05	2.54775
3	50	40	3.7	235	158.67	3469.73	0	1.61448	3.4E-05	2.56376
4	60	50	4.2	210	163.33	3634.16	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
5	70	40	3.7	185	181.67	5704.34	4.1E-07	1.90364	8.7E-05	2.74718
6	70	40	4.7	185	164.00	3624.4	0	1.64531	3.9E-05	2.62038
7	70	60	3.7	235	171.33	3812.16	0.00E+00	1.79651	7.2E-05	2.71459
8	40	50	4.2	210	158.71	3195.53	0.00E+00	1.61597	2.7E-05	2.56206
9	50	40	4.7	235	157.33	3675.3	0.00E+00	1.63928	3.8E-05	2.58755
10	50	60	3.7	185	170.00	5338	1.3E-07	1.83283	8.1E-05	2.68705
11	60	50	4.2	210	163.33	3585.16	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
12	60	50	4.2	210	162.67	3472.94	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
13	50	40	3.7	185	170.00	5202	2.4E-07	1.82774	4.7E-05	2.60339
14	80	50	4.2	210	174.00	4132.5	0	1.76759	6.6E-05	2.70852
15	60	50	4.2	210	164.00	3640.8	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
16	70	40	3.7	235	170.00	3588.7	0	1.72515	4.3E-05	2.61308
17	60	50	4.2	210	164.67	3556.81	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
18	60	50	4.2	160	200.00	17080	3.2E-06	2.31941	0.00022	2.9477
19	60	30	4.2	210	160.00	3416	0	1.66902	3.1E-05	2.57258
20	70	40	4.7	235	172.00	3775.4	0.00E+00	1.73285	5.2E-05	2.67714
21	60	50	5.2	210	162.00	3653.1	0.00E+00	1.67133	4.5E-05	2.5923
22	60	50	3.2	210	164.00	3624.4	0.00E+00	1.68019	4.5E-05	2.60144
23	60	50	4.2	210	164.00	3698.2	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
24	60	50	4.2	210	164.67	3713.24	0	1.63402	3.7E-05	2.56277
25	70	60	4.7	185	184.17	5547.11	0	1.9732	0.00011	2.78086
26	50	60	3.7	235	160.00	3416	0	1.65048	4.2E-05	2.58412
27	50	40	4.7	185	170.67	4196.7	1.1E-08	1.84068	5.3E-05	2.67594
28	50	60	4.7	185	171.33	4271.33	0	1.77722	5.4E-05	2.63351
29	70	60	4.7	235	169.33	3742.26	0	1.67102	6.2E-05	2.66347
30	60	70	4.2	210	162.00	5086.8	0	1.69033	5.9E-05	2.61259
31	50	60	4.7	235	160.00	3163.2	0.00E+00	1.58669	3.8E-05	2.58385

مراج

(۱) مؤسسه زئوفیزیک مرکز لرزه نگاری کشوری

- 2) Alinia, M. M., & Dastfan, M. (2007). Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(4), 554-563.
- 3) Miller, D. K. (1998). Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering structures*, 20(4-6), 249-260.
- 4) Mahin, S. A. (1998). Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake. *Engineering structures*, 20(4-6), 261-270.
- 5) Hamburger, R. O. (2006). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-05. In *Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety* (pp. 1-8).
- 6) Hedayat, A. A., & Celikag, M. (2009). Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1413-1430.
- 7) Seismic Structure Design Associate (SSDA). Slotted Steel Frame Moment Connection Design. Website: www.ssda.net.
- 8) Fanaie, N., Kazerani, S., & Soroushnia, S. (2017). Numerical study of slotted web drilled flange moment frame connection. *Journal of Numerical Methods in Civil Engineering*, 1(3), 16-23.
- 9) Richard, R. M., Allen, C. J., & Partridge, J. E. (1997). Proprietary slotted beam connection designs. *Modern Steel Construction*, 28-33.
- 10) SSDA, S. (1998). *Beam Slot Connection Design Manual*.
- 11) Maleki, S., & Tabbakhha, M. (2012). Numerical study of slotted-web-reduced-flange moment connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 69(1), 1-7.
- ۱۲) طاحونی، ش، (۱۳۷۹) "طراحی سازه های فولادی بر مبنای آیین نامه فولاد ایران"، انتشارت علم و ادب، چاپ سوم.
- ۱۳) نیکنام، ا، ثنایی، ا، هاشمی، ج، باجی، ح، (۱۳۸۱) "رفتار و ضوابط لرزه ای ساختمان های فولادی بر مبنای آیین نامه UBC"، انتشارت دانشگاه هرمزگان، چاپ اول.
- 14) Shafaei, J., Hosseini, A., & Marefat, M. S. (2014). Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Engineering Structures*, 81, 265-288.
- ۱۵) صفاری، ح، فخرالدین، ع، (۱۳۹۴) "طراحی لرزه ای سازه های فولادی"، انتشارت سیمای دانش، چاپ اول.

- 16) M. T. Yarnold, F. L. Moon, A. Emin Aktan, Temperature-based structural identification of long-span bridges, *Journal of Structural Engineering* 141 (11) (2015) 04015027.
- 17) R. Ma, Y. Yang, Q. Chen, L. LU, Seismic performance testing study on high strength bolt connections with slotted holes, *Journal of Building Structures* 30 (1) (2009) 101-106.
- 18) E. Cavene, S. Durif, A. Bouchar, E. Toussaint, Experimental study of slotted hole bolted cover-plate 375 connection using full field measurement, in: *Structures*, Vol. 23, Elsevier, 2020, pp. 573-587.
- 19) C. A. Muir, Seismic performance of the slotted beam detail in reinforced concrete moment resisting frames.
- 20) F. Oudah, R. El-Hacha, Seismic performance of modified single-slotted-beam concrete connection, *Journal of Earthquake Engineering* 21 (5) (2017) 726-751.
- 21) M. T. Nikoukalam, S. R. Mirghaderi, K. M. Dolatshahi, Analytical study of moment-resisting frames retrofitted with shear slotted bolted connection, *Journal of Structural Engineering* 141 (11) (2015) 04015019.
- 22) S. Maleki, M. Tabbakhha, Numerical study of slotted-web reduced-angle moment connection, *Journal of Constructional Steel Research* 69 (1) (2012) 1-7.
- 23) M. Yurrita, J. M. Cabrero, P. Quenneville, Brittle failure in the parallel-to-grain direction of multiple shear softwood timber connections with slotted-in steel plates and dowel-type fasteners, *Construction and Building Materials* 216 (2019) 296-313.
- 24) Z. Shu, R. Ma, M. He, Dimensional analysis of the slotted bolted connections against impulsive earthquake ground motions, *Journal of Constructional Steel Research* 125 (2016) 128-141.
- 25) M. T. Yarnold, F. L. Moon, A. Emin Aktan, Temperature-based structural identification of long-span bridges, *Journal of Structural Engineering* 141 (11) (2015) 04015027.
- 26) E. Popov, Panel zone exibility in seismic moment joints, *Journal of Constructional Steel Research* 8 (1987) 91-118.
- 27) M. R. Rajashekhar, B. R. Ellingwood, A new look at the response surface approach for reliability analysis, *Structural safety* 12 (3) (1993) 205-220.
- 28) L. Faravelli, Response-surface approach for reliability analysis, *Journal of Engineering Mechanics* 115 (12) (1989) 2763-2781.
- 29) D. C. Montgomery, *Design and analysis of experiments*, John Wiley & sons, 2017.
- 30) D. Zhang, X. Han, C. Jiang, J. Liu, Q. Li, Time-dependent reliability analysis through response surface method, *Journal of Mechanical Design* 139 (4).

- 31)Vetr, M. G., & Ghaffari, F. (2015). Effect of vertical flange stiffener on ductility of slotted web exclusive connection on (I)-shape profiles through experimental investigation. *Journal of Engineering Research*, 4(3), 1-15.
- 32)Mele, E., Di Sarno, L., & De Luca, A. (2004). Seismic behaviour of perimeter and spatial steel frames. *Journal of earthquake engineering*, 8(03), 457-496.
- 33)Allen, J., Richard, R. M., & Partridge, J. (1998). Seismic connection designs for new and existing steel moment frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 1(46), 454.
- 34)Adlparvar, M. R., Vetr, M. G., & Ghaffari, F. (2017). The importance of panel zone shear strength on seismic behavior of improved slotted-web beam connections. *International Journal of Steel Structures*, 17(1), 307-318.
- 35)Chen, S. J., Yeh, C. H., & Chu, J. M. (1996). Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. *Journal of Structural Engineering*, 122(11), 1292-1299.
- 36)Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J., & Potyraj, T. J. (1996). The dogbone connection: Part II. *Modern Steel Construction*, 36(8), 46-55.
- 37)Mehrabian, A., Ali, T., & Haldar, A. (2009). Nonlinear analysis of a steel frame. *Nonlinear Analysis: Theory, Methods & Applications*, 71(12), e616-e623.
- 38)Abaqus, I. (2014). Abaqus documentation. Version, 6, 1-5.
- 39)Aslam, A., Nath, Y., Vijai, K., & Udhayasankar, S. (2005). Numerical Studies on Slotted Beam-Column Connection. In *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond* (pp. 1-8).
- 40)Yu, Y.Y. (1959), "A New Theory of Elastic Sandwich Plates—One Dimensional Case," *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 26, No. 3, pp. 415–423.
- 41)Abel, J. F., & Popov, E. P. (1968, October). Static and dynamic finite element analysis of sandwich structures. In *Proceedings of the Second Conference of Matrix Methods in Structural Mechanics* (Vol. 68, pp. 213-245).
- 42)Richard, R. M., Allen, J., & Partridge, J. E. (2001). Accumulated seismic connection damage based upon full scale low cycle fatigue connection tests. In *Proc., Structural Engineers Association of California (SEAOC) 70th Annual Convention* (pp. 43-48).
- 43) AISC/ANSI 358-16, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, IL, 2016. (Includes 2018 supplement

Abstract

After significant damage of Northridge earthquake to steel bending frame connections, the researchers sought to improve the behavior of the bending frame by making suitable connections. So many studies have done and the connection has suggested that the slotted connection is one of them that by removing the shear force in the beam web and the transfer of plastic joint into the beam and away from the connection causes improvement of the connection. The selection of suitable geometry requires many experiments and modeling, which will need lots of cost and time for modeling and experiments. In this study, it is intended to find the most optimal model of a slotted connection with the RSM and compare its behavior with the slotted connection. The purposed model optimization is used powerful method to improve the strength and flexibility of the structure, increase the energy absorption of the slotted model compared to the initial slot length and prevent structural damage by decreasing stress and strain transfer from beam to column. According to the obtained results, the RSM method has been capable of providing more resistance, ductility, and energy absorption than the initial specimen and the use of this method also decrease the stress and strain at the beam to column area and the panel zone and Reducing computational cost the conclusion process.

Keywords: Response Surface Method, Slotted Connection, Optimization, beam flanges



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Assessment of Bending Capacity of Slotted Connection in Steel Structures Considering Nonlinear Behavior

By: Hossein Piri

Supervisor:
Dr. Ali Keyhani

Advisor:
Seyed Mohammad Kolbadi

July 2020