

ارزیابی عملکرد انواع اتصالات خمشی در جلوگیری از خرابی پیشروندهی قابهای خمشی فولادی

موسی محمودی صاحبی*^۱، صادق ورمقانی^۲

۱- دانشیار، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

چکیده

گسیختگی پیشرونده حالتی از خرابی می‌باشد که در آن خرابی موضعی یک عضو سازه‌ای (مثل ستون)، موجب خرابی اعضای مجاور، در اثر بارهای ناگهانی مثل انفجار می‌گردد. روش طراحی اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی برای مقابله با بار ناشی از زلزله با روش طراحی همین اتصالات در مقابل خرابی پیشرونده ناشی از تخریب ستون متفاوت است. زیرا در این حالت، نیروی محوری نیز در اتصالات ایجاد می‌شود که رفتار آن را متفاوت می‌سازد. علی‌رغم اهمیت بسیار بالای اتصالات گیردار در خرابی پیشرونده، تحقیقات موجود در این زمینه از جایگاه مناسبی برخوردار نیست. هدف این مقاله، ارزیابی عملکرد انواع اتصالات گیردار در جلوگیری از خرابی‌های پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی است. برای نیل به این هدف، سه نوع اتصال گیردار از پیش تائید شدهی لرزه‌ای مطابق با آیین نامه‌ی AISC 358-10 طراحی گردید. اتصالات فوق عبارتند از اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP)، اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) و اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W). سه اتصال مذکور با استفاده از مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار ABAQUS مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد که اتصال BFP به دلیل استفاده از ورق‌های روسری و زیرسری در محل اتصال تیر به ستون، بار قابل تحمل بسیار بیشتری از دیگر اتصالات دارد و شکست در اتصال نسبتاً نرم است. این امر برای جلوگیری از خرابی‌های پیشرونده بسیار مناسب است.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، قاب‌های خمشی فولادی، مدل‌سازی عددی، اتصالات گیردار از پیش تائید شده.

*نویسنده مسئول: موسی محمودی صاحبی

پست الکترونیکی: m.mahmoudi@srttu.edu

DOI: 10.22065/jsce.2016.40426 شناسه دیجیتال

http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2016.40426

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۳/۰۳، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۸/۳۰

از زمانی که برای اولین بار عبارت گسیختگی پیشرونده^۱ وارد ادبیات طراحی سازه‌ای شد، بیش از ۵۰ سال نمی‌گذرد. در این نیم قرن، سه اتفاق بزرگ سبب توجه مهندسین، به این نوع از خرابی شده است. در اتفاق اول که در سال ۱۹۶۸ به وقوع پیوست، یک دهانه کامل از ساختمان آپارتمان رونان (شکل ۱) منهدم شد. در اتفاق دوم، ساختمان فدرال پی‌موررا در سال ۱۹۹۵، در اثر انفجار بمب دچار تخریب عظیمی شد و آخرین اتفاق در ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ به وقوع پیوست و طی آن دو برج شمالی و جنوبی مرکز تجارت جهانی در نیویورک، در اثر برخورد دو هواپیما، به طور کامل تخریب شدند. این سه اتفاق شاید در نگاه اول متفاوت بودند، اما در واقع هر سه، یک وجه تشابه داشتند و آن خرابی سازه در اثر حذف یک یا چند عضو اولیه سازه بود که منجر به تخریب همه یا بخش عظیمی از سازه شد [۱].



شکل ۱: فروریزش ساختمان رونان پوینت در سال ۱۹۶۸ [۱].

فروپاشی‌ها و خرابی‌هایی که در سالین اخیر در ساختمان‌ها رخ داده است، موضوع گسیختگی پیشرونده را بسیار برجسته نموده است. در حقیقت در این نوع از گسیختگی که گسیختگی نامتناسب نیز نامیده می‌شود نسبت خرابی نهایی به خرابی اولیه زیاد بوده و ایجاد گسیختگی موضعی در سازه می‌تواند منجر به گسیختگی پیشرونده در کل سازه و یا قسمت بزرگی از آن شود. عوامل مختلفی می‌توانند باعث خرابی موضعی و نهایتاً گسیختگی پیشرونده در سازه‌ها شوند. از مهم‌ترین این عوامل می‌توان به خطای طراحی یا ساخت، آتش‌سوزی، انفجار، اضافه بار تصادفی، تصادف وسایل نقلیه، انفجار بمب‌ها و غیره اشاره نمود. طی این نیم قرن، آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مختلفی سعی کردند که این موضوع را پوشش دهند، اما بیشتر آن‌ها به بیان عبارات کیفی بسنده کردند و کمتر راه‌حل‌های عملی ارائه دادند. در سال‌های اخیر، دو مؤسسه (GSA)^۲ و (DOD)^۳ روش‌هایی برای طراحی مقاوم در برابر گسیختگی پیشرونده ارائه دادند که با استقبال مهندسین روبرو شد [۲ و ۳].

امنیت سازه همیشه در طراحی پروژه‌های مهندسی عمران امری کلیدی بوده است. تخریب پیشرونده رویدادی نسبتاً نادر است که در آن بارهای غیرمتعارف آسیب موضعی را ایجاد می‌کنند و سازه به دلیل کمبود پیوستگی، شکل پذیری و نامعینی، آسیب را پخش می‌کند. در صورتیکه سازه در برابر گسترش گسیختگی پیشرونده از پیوستگی و شکل پذیری لازم برخوردار باشد، تنها خرابی موضعی رخ می‌دهد. در بسیاری از رخداد‌های خرابی‌های پیشرونده مشاهده شده است که تلفات جانی در جریان پدیده گسیختگی پیشرونده بسیار بیشتر از تلفاتی است که در هنگام اعمال بار غیرعادی اولیه در سازه رخ می‌دهد [۴].

یک قاب خمشی اگر برای بارهای ناشی از زلزله به طور مناسب طراحی شود هیچ اطمینانی وجود ندارد از اینکه این سازه برای خرابی پیشرونده هم مقاوم باشد. زیرا هم نوع بارگذاری کلی در این دو حالت متفاوت است و هم نوع رفتار اتصالات متفاوت می‌باشد. به عنوان

1 Progressive Collapse

2 General Services Administration

3 Department of Defense

مثال در اتصالات گیردار در اثر خرابی پیشرونده، نیروی محوری نیز ایجاد می‌شود که رفتار آن‌ها را متفاوت می‌سازد. لذا روش طراحی اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی برای مقابله با بار ناشی از زلزله با روش طراحی همین اتصالات در مقابل خرابی پیشرونده ناشی از تخریب ستون متفاوت است. علی‌رغم اهمیت بسیار بالای اتصالات گیردار در خرابی پیشرونده، تحقیقات موجود در این زمینه از جایگاه مناسبی برخوردار نیست. اهمیت این موضوع با توجه به کیفیت نامناسب اجرای اکثر ساختمان‌ها و استفاده از روش‌های اجرای قدیمی ساختمان سازی در ایران، دو چندان می‌شود. با نگاهی به تاریخچه فروپاشی‌ها و خرابی‌های ناگهانی سازه‌های با اهمیت و بلند مرتبه در سراسر جهان، مشاهده می‌شود که عامل تخریب بسیاری از آن‌ها، خرابی جزئی قسمتی از سازه بر اثر یک حادثه همچون انفجار، بیش بارگذاری، برخورد وسایل نقلیه هوایی و زمینی و گسترش آن به تمام سازه بوده است. نکته جالب توجه آن است که تمامی این فروپاشی‌ها، در یک موضوع دارای وجه مشترک هستند. در تمامی آن‌ها، جزئی از سازه تحت یک بارگذاری خاص قرار گرفته که در مرحله طراحی، توسط طراح سازه، قابل پیش بینی نبوده است. تکرار این نوع فروپاشی‌های تقریباً مشابه باعث گردید تا مهندسين طراح به این گونه فروپاشی‌ها، به عنوان یکی از دغدغه‌های طراحی بنگرند و سعی در لحاظ کردن آن در روند طراحی سازه داشته باشند. در این راستا، تحقیقات وسیعی در جهان توسط محققین سازه انجام شده و نتایج آن به صورت دستورالعمل و آیین‌نامه در کشورهای صنعتی ارائه شده است. از سویی دیگر با توجه به آنکه عملکرد سازه‌ها در دوران بهره برداری از اهمیت بسیار بالایی برخوردار می‌باشد، ضروریست که رفتار سازه‌ها تحت اثر بارهای غیرعادی نظیر برخورد وسایل نقلیه، انفجار، خطاهای اجرایی و طراحی مورد بررسی قرار گیرد. در این میان استفاده از ساختمان‌های قاب خمشی فولادی بسیار متداول می‌باشد. با توجه به اهمیت زیاد خرابی پیشرونده و تلفات ناشی از آن در ساختمان‌ها، لزوم ارزیابی دقیق رفتار این سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده احساس می‌گردد. تحقیقات گسترده‌ای جهت بررسی میزان مقاومت سازه‌ها و اتصالات آنان در برابر زلزله انجام گرفته است، اما بررسی این سازه‌ها و اتصالات آنان در برابر خرابی پیشرونده همچنان نیازمند تحقیقات بیشتری باشد. از جمله تحقیقات انجام شده در این زمینه می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد:

انجمن ملی استاندارد و تکنولوژی (NIST) با همکاری مرکز مطالعات و تحقیقات مهندسی ارتش آمریکا (ERSD) [۵]، در سال ۲۰۱۰ رفتار اتصالات خمشی فولادی پس از حذف ستون را بررسی نمود. در این مطالعه برای بررسی رفتار سیستم‌های سازه‌ای برای تعیین ظرفیت باقی مانده در سازه و مقاوم کردن سیستم‌های سازه‌ای، مدل‌های تحلیلی سه بعدی با انواع مصالح و انواع مختلف سیستم‌ها بررسی گردید. این مطالعه شامل آزمایش تمام مقیاس روی دو نوع اتصال RBS و WUF-B بوده است.

جینکو کیم و تاوا کیم [۶]، در سال ۲۰۰۸ ظرفیت مقاومتی در برابر خرابی پیشرونده را در قاب خمشی فولادی برای اتصالات RBS و WCPF مورد مطالعه قرار دادند و عملکرد اتصالات آن را بررسی و مقایسه نمودند.

کاپیل خاندل وال و همکاران [۷]، در سال ۲۰۰۸ به شبیه‌سازی سازه‌های قاب فلزی بر پایه ماکرومدل‌ها برای خرابی پیشرونده پرداختند.

محمودی و همکاران [۸]، به تحلیل وضعیت خرابی پیشرونده سازه‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های رایج ایران پرداختند. آنان برای این منظور، چند نمونه ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط (دارای تعداد طبقات و طول دهانه‌های متنوع)، طراحی و با حذف ناگهانی هریک از ستون‌های آن، امکان پل زدن بر روی المان‌های دیگر را بررسی کردند.

محمودی صاحبی و همکاران [۹]، به بررسی تاثیر مدت زمان حذف ستون بر پاسخ سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده پرداخته‌اند. آنان برای این منظور، چند ساختمان متداول را انتخاب کرده و پاسخ آنها در برابر مدت زمان حذف ستون بررسی و بحرانی‌ترین حالت آنها را مشخص کردند.

در همه این تحقیقات، بر این نکته تاکید شد که نوع رفتار اتصالات در برابر خرابی پیشرونده متفاوت از رفتار آنها در برابر بر لرزه‌ای است. هدف این مقاله ارزیابی عملکرد انواع اتصالات خمشی از پیش تأیید شده از قبیل اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)، اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP) و اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) در جلوگیری از خرابی‌های پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی است.

۲- روش تحقیق

برای نیل به اهداف اعلام شده در این تحقیق، ابتدا یک قاب خمشی فولادی ویژه، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰]، و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۱۱]، تحلیل و طراحی گردید. سپس یک اتصال تیربه ستون از این قاب انتخاب و اتصالات مذکور مطابق با آیین‌نامه‌ی AISC 358-10 [۱۲]، در سه حالت اعلام شده طراحی شد. اتصالات مذکور در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی و مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی DoD2013 [۱۳]، برای خرابی پیشرونده مورد ارزیابی گرفت.

۳- صحت سنجی نتایج تحلیل

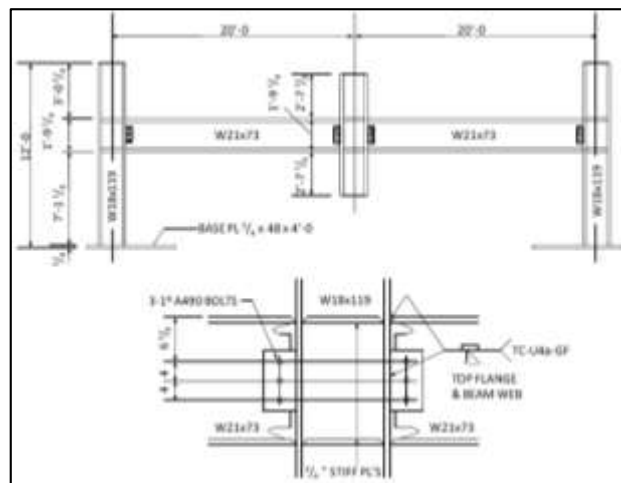
در این بخش صحت سنجی تحقیق با استفاده از یک نمونه آزمایشگاهی و مقایسه آن با نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS انجام می‌شود.

۳-۱ انتخاب مدل

در سال ۲۰۱۰ موسسه NIST^۴ [۵]، یک سری مطالعات آزمایشگاهی و عددی برای ارزیابی عملکرد انواع اتصالات گیردار در هنگام خرابی ناگهانی ستون‌ها انجام داد. در این مطالعات دو اتصال رایج در ایالات متحده مورد بررسی قرار گرفت. در هر یک از مدل‌های انتخابی، سه ستون و دو تیر در نظر گرفته شد که نمایانگر قسمتی از یک ساختمان ده طبقه فولادی بود (شکل ۲). در این مقاله برای صحت سنجی از نتایج مربوط اتصال تیربه ستون WUF-B^۵ (اتصال مستقیم با بال جوشی و جان پیچی) جهت صحت سنجی استفاده شد.

۳-۲ تشریح مدل انتخابی

در شکل ۲، مدل آزمایشگاهی به همراه جزئیات اتصال تیربه ستون، مشخصات ستون‌ها و تیرها نشان داده شده است. تمامی تیرها و ستون‌ها از فولاد ASTM A992 و صفحات برشی از فولاد ASTM A36 ساخته شده‌اند. جان تیرها توسط بولت‌های یک اینچی ASTM A490 به صفحات برشی متصل گردیده‌اند. در جدول ۱، مشخصات مکانیکی فولادهای مورد استفاده ارائه شده است.



شکل ۲: جزئیات مدل انتخابی.

4 National Institute of Standards and Technology

5 Welded Unreinforced Flange-Bolted web

جدول ۱: مشخصات مکانیکی فولادهای مورد استفاده

مولفه ها	تنش تسلیم (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)	کرنش تسلیم	کرنش نهایی
ورق جان	۳۰۹	۴۶۵	۰/۰۰۱۶	۰/۱۸۳
ورق پیوستگی	۲۸۸	۴۵۰	۰/۰۰۱۵	۰/۲۰۰
جان تیر	۳۹۵	۵۰۰	۰/۰۰۱۹	۰/۱۸۹
بال تیر	۳۵۹	۴۹۶	۰/۰۰۱۷	۰/۱۷۴
ستون	۳۵۲	۴۵۶	۰/۰۰۱۸	۰/۱۹۰

۳-۳ تشریح روند آزمایش

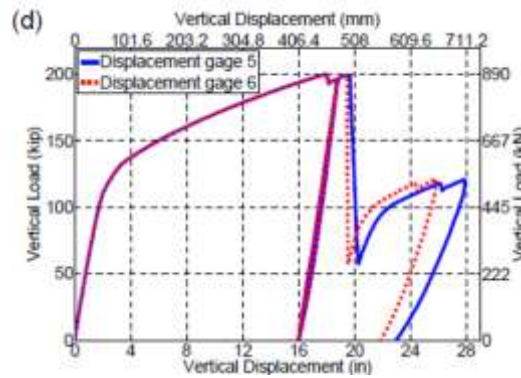
نمای کلی آزمایش و بارگذاری نمونه در شکل ۳ نشان داده شده است. قسمت بالای ستون‌های کناری توسط اعضای مورب به صورت صلب مهارگردیده‌اند که این مهاربندها نقش سقف صلب در ساختمان اصلی را ایفا می‌کنند. در وسط تیرها، ستون‌هایی که نقش تکیه‌گاه جانبی برای تیر را دارند تعبیه شده است. بار اعمالی توسط جک به ورق در بالای ستون میانی اعمال می‌شود تا از تمرکز تنش جلوگیری شود همچنین جهت جلوگیری از حرکت افقی ورق، چهار ستون در اطراف ورق قرار داده شده است.



شکل ۳: نمای کلی آزمایش نمونه مورد بررسی (WUF-B) [۵].

۳-۴ نتایج آزمایش نمونه مورد بررسی (WUF-B)

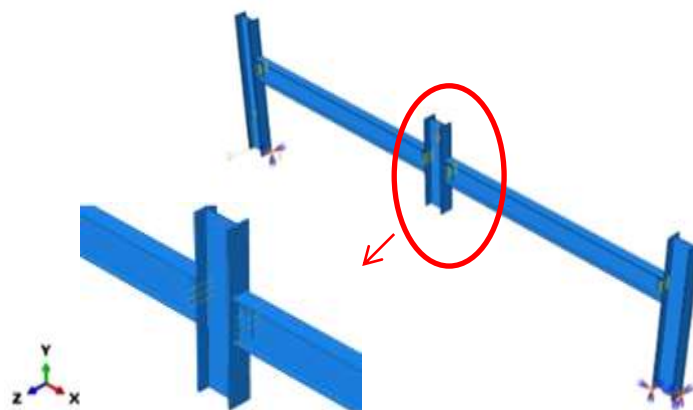
مطابق شکل ۳، تحت بار افزایشی یکنواخت قائم بر روی ستون میانی، نمونه مورد بررسی، تغییرشکل‌ها و دوران‌های بزرگی را قبل از خرابی تجربه کرد. اتصال تیر به ستون میانی در تغییر مکان قائم ۴۹/۵ سانتی‌متری ستون میانی گسیخته شد. در شکل ۴، نمودار بار-تغییر مکان نمونه مورد بررسی نشان داده شده است.



شکل ۴: نمودار تغییرمکان - بار اعمالی.

۳-۵ مدل سازی عددی

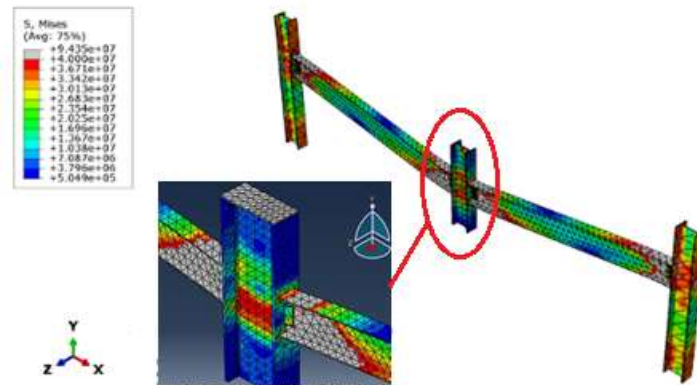
در این قسمت روند مدل سازی عددی نمونه ارائه می شود. نرم افزار المان محدود مورد استفاده در این مطالعات ABAQUS می باشد و از محیط Implicit Dynamic جهت مدل سازی خرابی پیشرونده استفاده گردیده است. تحلیل مورد استفاده در این مطالعه از نوع غیرخطی هندسی و مصالح می باشد. تحلیل این مدل بدین گونه است که بارافزایشی یکنواخت به صورت کنترل تغییرمکان به وسط ستون میانی اعمال می گردد تا این که خرابی نهایی رخ دهد. تغییرمکان با سرعت کمی افزایش می یابد تا اطمینان از پاسخ استاتیکی حاصل گردد (بدون افزایش مقاومت دینامیکی). جهت مدل سازی رفتار غیرخطی فولادهای مصرفی در نرم افزار ABAQUS از مدل پلاستیک کامل با رفتار دوخطی استفاده شد. برای مدل سازی تمامی اعضا، از المان SOLID هشت گرهی استفاده گردید. در ماژول ABAQUS/Dynamic Implicit جهت اعمال بار به صورت استاتیکی پریود زمانی برابر ۱ در نظر گرفته شد. اتصال تیر به ستون با استفاده از قید Tie تامین گردید. مش بندی تمامی اعضا با استفاده از المان C3D10M انجام پذیرفت. در شکل ۵، مدل عددی نمونه مورد بررسی نشان داده شده است.



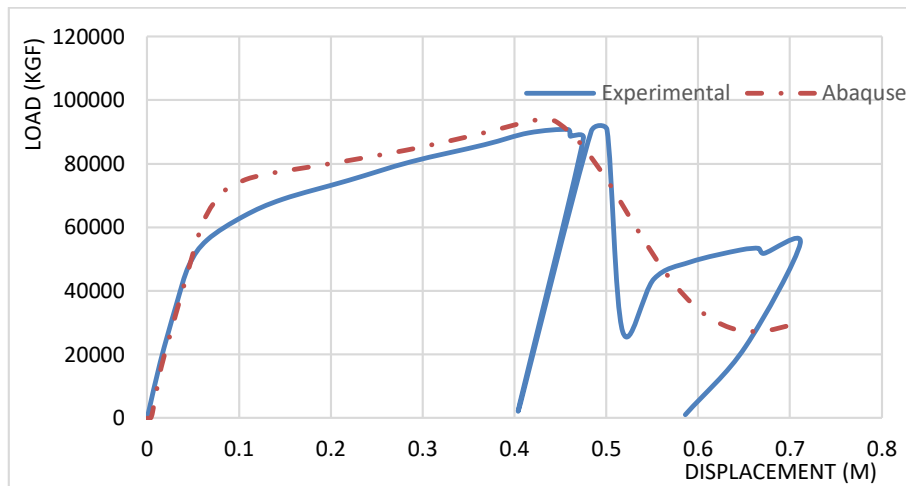
شکل ۵: مدل عددی نمونه مورد بررسی در نرم افزار المان محدود ABAQUS.

۳-۶ مقایسه نتایج

پس از انجام تحلیل های المان محدود غیرخطی نمونه، نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی موجود مقایسه گردید. در شکل ۶، کانتورتنش نمونه نشان داده شده است. همچنین در شکل ۷، نمودارهای بار تغییرمکان نمونه مورد بررسی در حالت آزمایشگاهی و عددی با هم مقایسه شده است. نتایج نشان گر دقت قابل قبول مدل عددی می باشد.



شکل ۶: کانتور تنش نمونه انتخابی.



شکل ۷: مقایسه نمودار بار تغییر مکان مدل انتخابی در حالت آزمایشگاهی و عددی.

۴- طراحی ساختمان مورد بررسی

در این تحقیق ابتدا یک قاب خمشی فولادی ویژه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰] و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۱۱] تحلیل و طراحی گردید. سپس یک اتصال تیر به ستون از این مدل انتخاب گردید و اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)، اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) برای آن طراحی شد. اتصالات مذکور مطابق با فصول ۶، ۷ و ۸ آیین‌نامه‌ی AISC 358-10 [۱۳]، طراحی شدند. نتایج اتصالات مذکور با استفاده از مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار ABAQUS برای خرابی پیشرونده مورد مقایسه قرار گرفتند. این اتصالات به صورت مطلق و مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی DoD 2013 UFC_4_023_03 [۱۴]، نیز برای خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گرفتند.

۵- مدل سازی عددی

در این قسمت به تشریح مدل سازی عددی این اتصالات پرداخته می‌شود. جهت مدل سازی عددی از نرم افزار المان محدود ABAQUS استفاده گردید. روش المان محدود استفاده شده از نوع دینامیکی ساده‌شده می‌باشد که هردو نوع تحلیل غیرخطی هندسی و

مصالح را در نظر می‌گیرد. در تمامی مدل‌ها، ستون میانی به صورت استاتیکی و کنترل تغییرمکانی بارگذاری گردیده است. این کار تا خرابی کامل ادامه یافت. تغییرمکان‌های اعمالی به صورت استاتیکی وارد شده است تا از افزایش مقاومت دینامیکی مصالح صرف نظر گردد. بارگذاری و نحوه مدل‌سازی همانند مطالعات ارائه شده در گزارش NIST 1669 [۵] می‌باشد.

جهت معرفی رفتار غیرخطی فولاد، مدل‌های مختلفی در نرم افزار المان محدود آباکوس موجود می‌باشد. در این مطالعه جهت معرفی رفتار غیرخطی فولاد از مدل پلاستیک کامل با رفتار دوخطی استفاده گردیده است. این مدل، توانایی زیادی در مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد دارد ولی قادر به مدل‌سازی ترک در این مدل نیست. نحوه مشاهده خرابی در این مدل استفاده از کانتورتنش معیار ون-مایسز می‌باشد که با حصول تنش تسلیم در هر نقطه از مدل خرابی حاصل می‌گردد. در جدول ۲، مشخصات مکانیکی فولادهای مصرفی نشان داده شده است.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی فولادهای مصرفی.

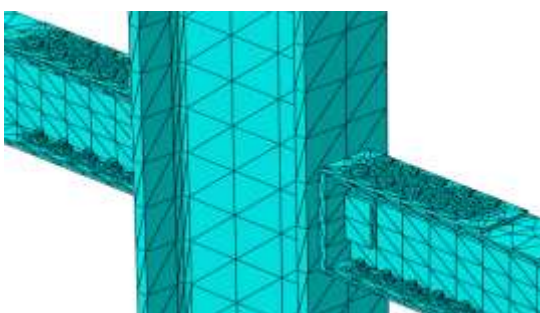
	Fy (kg/cm ²)	FU (kg/cm ²)
ستون و تیر (St37)	۲۴۰۰	۳۷۰۰
پیچ (A-390)	۶۳۰۰	۷۴۰۰
ورق (st52)	۴۰۰۰	۵۲۰۰

۶- نتایج

نتایج نمودارهای بار- تغییرمکان ستون میانی و نمودار تغییرات نیروی محوری در تیرها در طی اعمال بار برای هر یک از انواع اتصالات در این بخش ارائه می‌شود.

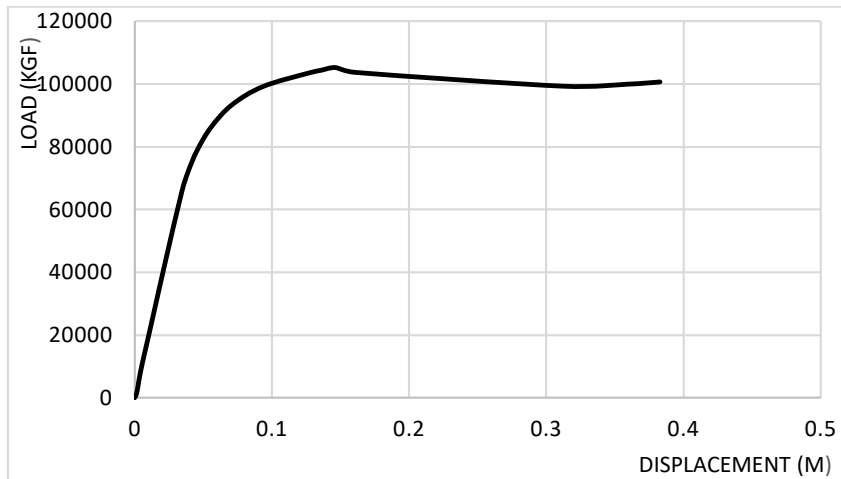
۶-۱ اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

مدل هندسی اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری جهت بررسی خصوصیات این اتصال در نرم‌افزار المان محدود آباکوس مدل‌سازی گردید. مدل مورد بررسی شامل ۱۵۹۲۱ المان Solid هشت گرهی هرمی می‌باشد. در شکل ۸، مدل هندسی اتصال فوق‌الذکر با جزئیات مربوطه و نحوه مش‌بندی نشان داده شده است. همانگونه که در شکل نشان داده شده است اندازه مش‌بندی‌ها در محل اتصالات کوچکتر انتخاب گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود نمونه مورد بررسی در شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است.



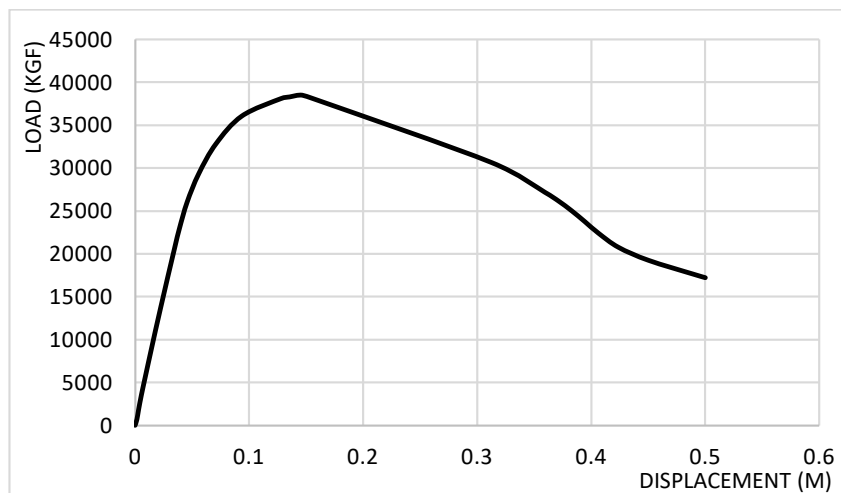
شکل ۸: مدل هندسی اتصال BFP.

همچنان که در شکل ۹، نشان داده شده است. اتصال BFP تا نیروی ۶۵ تن (تغییرمکان معادل ۴ سانتی‌متر) در حالت الاستیک خطی قرار دارد و حداکثر بار تحمل شده در این اتصال برابر ۱۰۵ تن می‌باشد (که در تغییرمکان معادل ۱۰ سانتی‌متر حاصل گردیده است). همچنین از بار ۶۵ تن تا ۱۰۵ تن وارد ناحیه غیرخطی شده و از آن به بعد تقریباً مقدار بار تحملی ثابتی را دارد. شکل حاکی از آن است که اتصال BFP شکست نرمی را تجربه کرده و از شکل پذیری خوبی برخوردار است.



شکل ۹: نمودار بار تغییرمکان مدل اتصال BFP.

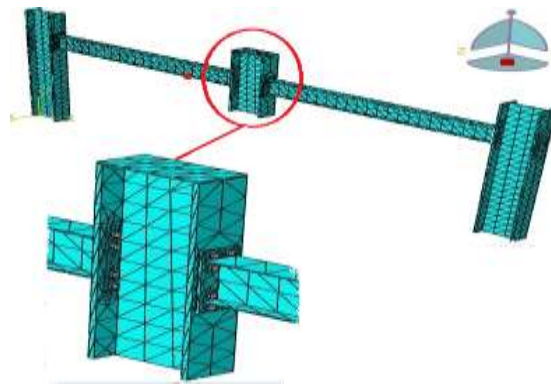
در شکل ۱۰، نیروی محوری تیر- تغییرمکان قائم ستون برای اتصال BFP نشان داده شده است. حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در تیر برابر ۳۹ تن می‌باشد که در تغییرمکان معادل ۱۵ سانتی‌متر اتفاق افتاده است. همانطور که از شکل ۱۰، قابل استنباط می‌باشد تا نیروی محوری ۲۵ تن در تغییرمکان معادل ۵ سانتی‌متر رفتار تیر در حالت الاستیک خطی قرار دارد و از آن به بعد رفتار تیر وارد محدوده‌ی غیرخطی شده که با افزایش نیروی محوری تا مقدار حداکثری ۳۹ کیلوگرم همراه است و از تغییرمکان ۱۵ سانتی‌متر به بعد با افزایش مقدار تغییرمکان قائم ستون مقدار نیروی محوری تیر با شیب تقریباً کمی دچار کاهش شده و در نهایت تیر دچار گسیختگی می‌شود.



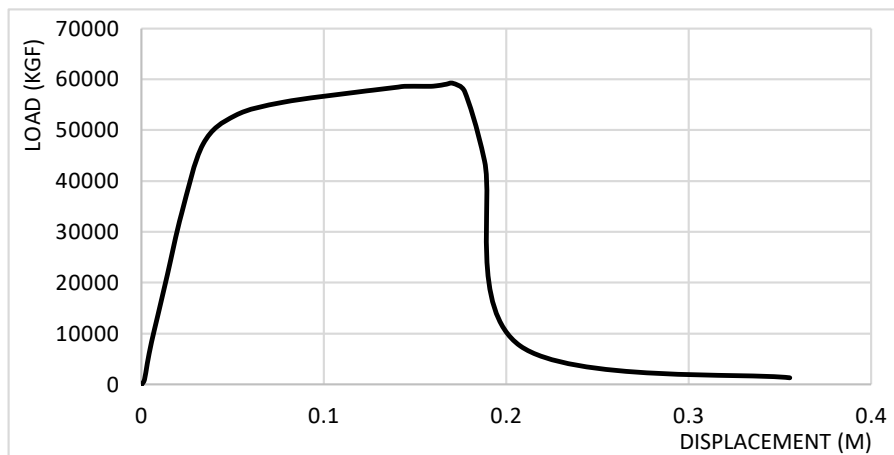
شکل ۱۰: نمودار نیروی محوری تیر - تغییرمکان قائم ستون برای اتصال BFP.

۶-۲ اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP)

مدل هندسی اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی جهت بررسی خصوصیات این اتصال در نرم‌افزار المان محدود آباکوس مدل‌سازی گردید. مدل مورد بررسی شامل ۶۲۳۳ المان Solid هشت گرهی هرمی می‌باشد. در شکل ۱۱، مدل هندسی اتصال فوق با جزئیات مربوطه و نحوه مش‌بندی ارائه شده است. همانگونه که در شکل نشان داده شده است اندازه مش‌بندی‌ها در محل اتصالات کوچکتر انتخاب گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود این نمونه در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است.

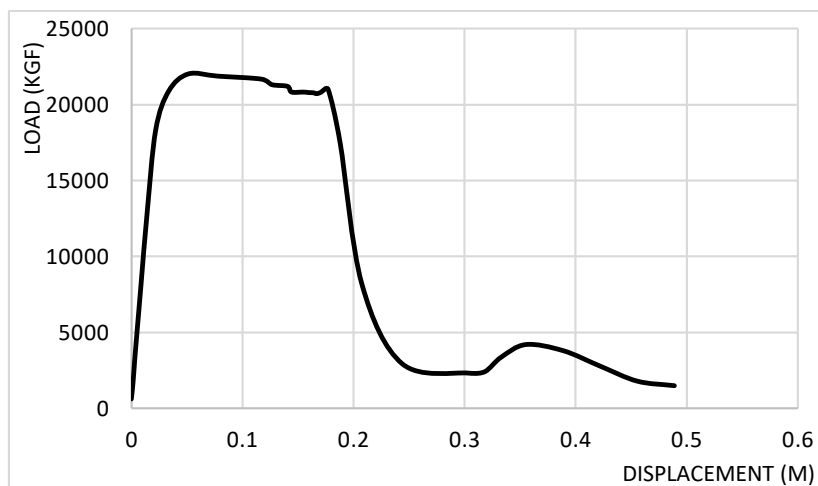


شکل ۱۱: مدل هندسی اتصال BUEEP.



شکل ۱۲: نمودار بار تغییرمکان مدل اتصال BUEEP.

همچنان که در شکل ۱۲، نشان داده شده است حداکثر بار تحمل شده در اتصال BUEEP برابر ۵۹ تن می‌باشد که در تغییرمکان معادل ۱۶ سانتی‌متر حاصل می‌گردد. همچنین تا بار ۴۵ تن، (در تغییرمکان معادل ۴ سانتی‌متر) رفتار اتصال در ناحیه‌ی ارتجاعی می‌باشد و در فاصله‌ی ۴۵ تا ۵۹ تن اتصال وارد ناحیه‌ی غیرارتجاعی می‌شود و از بار ۵۹ تن (تغییرمکان معادل ۱۶ سانتی‌متر)، اتصال دچار افت شدید مقاومت شده و دیگر قادر به تحمل بار نیست و گسیختگی اتفاق می‌افتد.

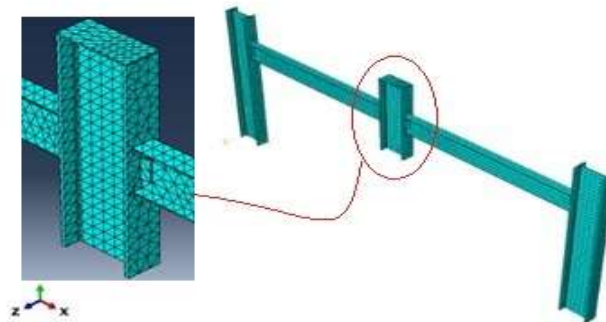


شکل ۱۳: نمودار نیروی محوری تیر تغییرمکان قائم ستون برای اتصال BUEEP.

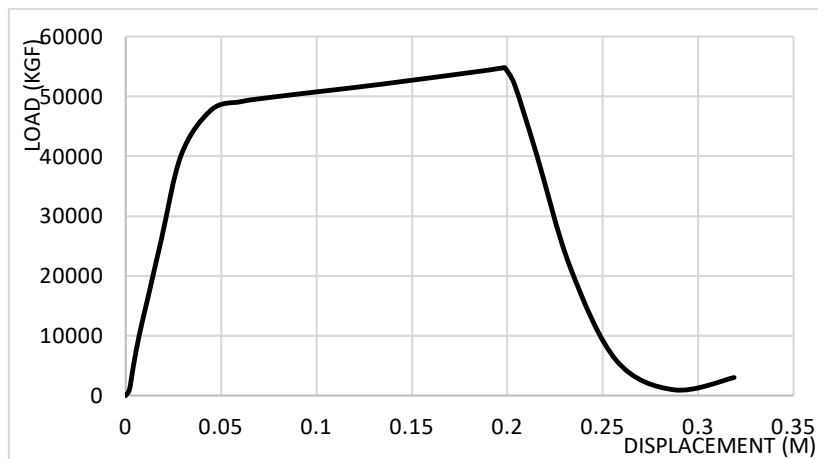
در نمودار شکل ۱۳، نمودار نیروی محوری تیر- تغییرمکان قائم ستون برای اتصال BUEEP نشان داده شده است. حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در تیر برابر ۲۲ تن می‌باشد که در تغییرمکان معادل ۶ سانتی‌متر اتفاق افتاده است. همچنین تا نیروی محوری ۱۸۰ تن رفتار تیر در حالت الاستیک خطی قرار دارد. از نیروی محوری ۱۸۰ تن به بعد تیر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده با افزایش کمی مقاومت و در تغییرمکان معادل ۱۷ سانتی‌متر تیر دچار افت شدید مقاومت شده و قادر به تحمل بار نمی‌باشد و دچار گسیختگی می‌شود.

۳-۶ اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)

مدل هندسی اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی، شامل ۱۵۹۸۰ المان Solid هشت گرهی هر می‌باشد. در شکل ۱۴، مدل هندسی اتصال فوق‌الذکر با جزئیات مربوطه و نحوه‌ی مش‌بندی نشان داده شده است. همانگونه که از پیداست اندازه‌ی مش‌بندی‌ها در محل اتصالات کوچکتر انتخاب گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود نمونه مورد بررسی در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ نشان داده شده است.

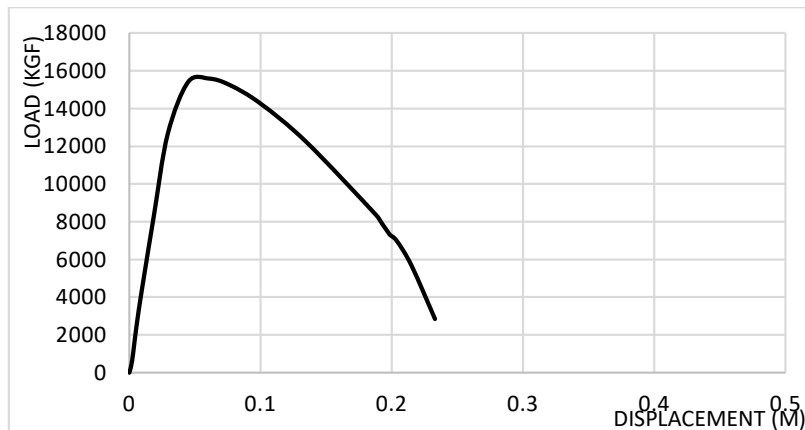


شکل ۱۴: مدل هندسی اتصال WUF-W.



شکل ۱۵: نمودار بار تغییرمکان مدل اتصال WUF-W.

همچنان که شکل ۱۵، نشان داده است حداکثر بار تحمل شده در اتصال WUF-W برابر ۵۴ تن می‌باشد که در تغییرمکان معادل ۲۰ سانتی‌متر حاصل گردیده است. اتصال WUF-W تا مقدار بار ۴۰ تن در تغییرمکان معادل ۴ سانتی‌متر در ناحیه‌ی الاستیک خطی قرار دارد و در محدوده‌ی بار ۴۰ تا ۵۰ تن وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود و از آن به بعد با افزایش مقاومت همراه می‌شود (حداکثر بار ۵۴ تن که در تغییرمکان معادل ۲۰ سانتی‌متر). از تغییرمکان ۲۰ سانتی‌متر به بعد افت شدید مقاومت و گسیختگی رخ می‌دهد.



شکل ۱۶: نمودار نیروی محوری تیر- تغییرمکان قائم ستون برای اتصال WUF-W.

در شکل ۱۶، مقدار نیروی محوری تیر- تغییرمکان قائم ستون برای اتصال WUF-W نشان داده شده است. حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در تیر برابر ۱۵ تن می‌باشد که در تغییرمکان معادل ۵ سانتی‌متر اتفاق می‌افتد. تا مقدار نیروی محوری ۱۲ تن، تیر در ناحیه الاستیک خطی قرار دارد و در محدوده‌ی نیروی محوری ۱۲ تا ۱۵ تن که در تغییرمکان معادل ۳ تا ۵ سانتی‌متر حاصل می‌شود تیر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده و از آن به بعد با کاهش مقاومت همراه می‌باشد و نهایتاً تیر دچار گسیختگی می‌گردد.

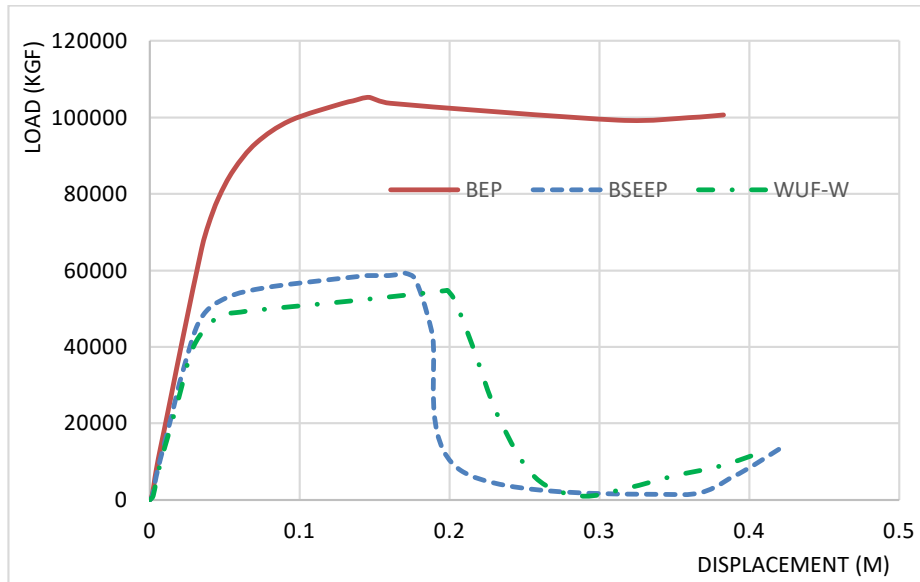
۷- پردازش نتایج

۷-۱ ارزیابی اتصالات بر مبنای آیین نامه DoD

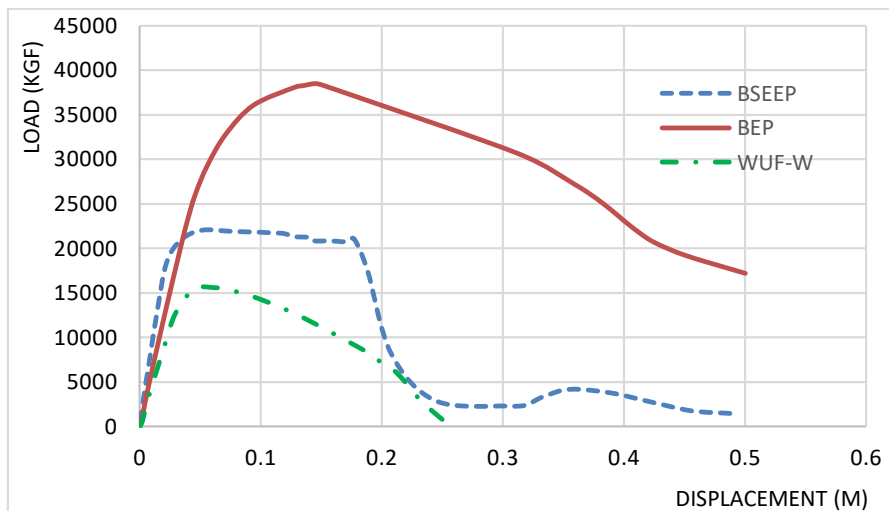
در این بخش اتصالات مذکور بر اساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر خرابی‌های پیشرونده UFC 4-023-03 [۱۳]، مورد ارزیابی قرار گرفتند. آیین‌نامه مورد استفاده ضوابطی را برای کاهش احتمال وقوع خرابی‌های پیشرونده ناشی از بارهای غیرعادی ارائه می‌دهد. بکار بستن ضریب مقاومتی مناسب در طراحی‌های خرابی پیشرونده بسیار حائز اهمیت می‌باشد. برای ساختمان‌های جدید، مقاومت طراحی و ظرفیت منطقی اتصالات تیر به ستون بایستی با در نظر گرفتن ضوابط ASCE41 [۱۴] و ضوابط تکمیلی آیین‌نامه DoD محاسبه گردد. طراحی اتصالات در حالات کلی بر اساس بارهای لرزه‌ای انجام می‌پذیرد لذا اتصال برای خمش و یا برش طراحی می‌گردد ولی در خرابی‌های پیشرونده نیروی محوری قابل توجهی در تیر ایجاد می‌گردد که می‌توان ادعا نمود تیر به عنوان یک کابل عمل می‌نماید. در این تحقیق تنها اتصال WUF-W ضوابط مربوطه را اغنا نمی‌کرد.

۷-۲ مقایسه اتصالات WUF-W، BFP و BSEEP

در این قسمت نتایج حاصل از انواع اتصالات مقایسه می‌گردد. در شکل ۱۷، نتایج نمودارهای بار تغییرمکان ستون میانی نشان داده شده است. همچنین در شکل ۱۸، نمودار تغییرات نیروی محوری در تیرها در طی اعمال بار برای هر یک از مدل‌ها نشان داده شده است. همچنان که از شکل‌ها قابل ملاحظه می‌باشد رفتار اتصال BFP نسبت به اتصالات WUF-W و BSEEP مناسب‌تر می‌باشد و این اتصال در خرابی‌های ناگهانی ستون دارای مقاومت و شکل پذیری بالاتری می‌باشد. با توجه به شکل ۱۷، اتصال WUF-W سختی کم‌تری نسبت به دو اتصال دیگر دارد و کم‌ترین بار را تحمل می‌نماید.



شکل ۱۷: نمودار های بار تغییر مکان برای اتصالات مختلف.



شکل ۱۸: نیروی محوری تیر ها در اتصالات مختلف.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله رفتار اتصالات مستقیم تقویت نشده‌ی جوشی (WUF-W)، اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP) و اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) در هنگام خرابی‌های پیشرونده مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور از مدلسازی یک نمونه اتصال تیر به ستون در حالت‌های مختلف اتصالات استفاده شد. نمونه‌های مورد بررسی شامل سه ستون و دو تیر می‌باشند که رفتار واقعی حذف ستون را نشان می‌دهند. این مدل از نتایج تحلیل و طراحی یک ساختمان شش طبقه فولادی با قاب خمشی ویژه بدست آمده است. نمونه‌ها به کمک نرم افزار المان محدود ABAQUS تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و ارزیابی شدند. نتایج حاصل از این مطالعات نشان داد که:

- در اتصال BFP به دلیل استفاده از ورق‌های روسری و زیرسری و ظرفیت بالای تحمل نیروی محوری، بار قابل تحمل در هنگام خرابی‌های پیشرونده بسیار بیشتر از سایر اتصالات دیگر بود.

- شکست ناگهانی در اتصال BFP وجود نداشت و شکست این اتصال از نوع نرم بود (شکست بعد از تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی بالا) که اتفاق بسیار مناسبی برای طراحی در برابر خرابی پیشرونده به‌شمار می‌آید.
- نتایج این مطالعات نشان داد که اتصال BFP نسبت به دو اتصال دیگر دارای رفتار مطلوب‌تری در هنگام خرابی‌های پیشرونده است.
- ظرفیت دو اتصال BSEEP و WUF-W تقریباً نصف ظرفیت اتصال BFP است.
- در بین اتصالات مورد بررسی، اتصال (WUF-W) ضعیف‌ترین عملکرد را داشت. این اتصال هم از نظر مقاومت و هم از نظر شکل‌پذیری در مرحله سوم بود.
- پیشنهاد می‌شود برای طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر خراب‌های پیشرونده از اتصالات BFP استفاده شود.

مراجع

- [1] Shankar Nair. R., "Progressive collapse basics", *NASCC 2004, North American Steel Construction Conference*, Long Beach, Calif. 2004.
- [2] United States Department of Defense, "*Unified facilities criteria design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03)*", 2010, 1-27.
- [3] GSA (General Service Administration), "*Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*", Washington (DC), 2003.
- [4] Astaneh-Asl, A., "*Progressive collapse prevention of steel frames with shear connections*", 2007.
- [5] National Institute of Standards and Technology (NIST), "*Technical Note 1669: An Experimental and Computational Study of Steel Moment Connections under a Column Removal Scenario*", 2010.
- [6] Jinkoo, Kim. and Kim, T., "Assessment of progressive collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections", *Journal of Constructional Steel Research* 65, 2009, 1316-1322
- [7] Khandelwal, K. and El-Tawil, S. and Kunnath, S., K., Lew, H. S., "Macro model based simulation of progressive collapse, steel frame structure", *Journal of Structural Engineering*, No.7, 2008, 1070-1078
- [8] Mahmoudi, M., Koozani, H. and Teimoori, T., "Stability assessment of steel moment frames against progressive collapse", *Civil Engineering and Urban Planning: An International Journal (CIVEJ)*, No.2, 2015.
- [9] محمودی صاحبی، م، تیموری، ط، کوزانی، س.ه. و هاشمی، س.ش.، "ارزیابی زمان تناوب قائم ارتعاش سازه ناشی از حذف ستون و تاثیر آن بر پاسخ سازه در خرابی پیشرونده"، *مجله علمی پژوهشی مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها*، سال ۴، شماره ۳، ۱۳۹۳، صفحه ۳۵ تا ۴۳.
- [۱۰] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش سوم، شماره نشر: ۲۵۳.
- [۱۱] دفتر مقررات ملی ساختمان (وزارت مسکن و شهرسازی)، "مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، ویرایش چهارم، نشر توسعه ایران.
- [12] American Institute of Steel Construction AISC 358-10, "*Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*", Supplement, No.2, 2014.
- [13] United States Department of Defense.; "*Unified facilities criteria design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03) Including Change*, 2013.
- [14] American Society of Civil Engineers (ASCE), "*Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE 41-06)*", 2006.