

# بررسی تغییر کارکرد اتصالات جوشی خمشی فولادی در اثر خرابی ستون

عبدالرحیم جلالی<sup>۱\*</sup>، یاشار یثربی<sup>۲</sup> نیا

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز  
۲- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

jalali@tabrizu.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۰۱/۲۱ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۰/۰۷/۲۷

**چکیده** - این پژوهش به طور عمده بر روی کارکرد اتصالات جوشی خمشی در سازه‌های فولادی در برابر خرابی ستون می‌پردازد. کارکرد چهار اتصال خمشی پیشنهاد شده در آیین‌نامه FEMA 350 که برای نیروهای لرزه‌ای مناسب است WFP و RBS و WUF-W و FF در برابر خرابی ستون بررسی شده است. دیاگرام نیرو تغییر مکان برای هر اتصال رسم شده و حالت‌های خرابی هر اتصال نشان داده شده است. تحلیل عددی استفاده شده، ابتدا با نتایج آزمایشگاهی که در سال ۲۰۱۰ به وسیله‌ی موسسه NIST انجام شده مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که فرضیات استفاده شده در مدل عددی، مطابقت خوبی با مدل آزمایشگاهی دارد. نتایج به دست آمده از تحلیل عددی نشان داد که اتصال RBS مقاومت کمتری نسبت به سایر اتصالات دارد و با نیروی کمتری به تغییر مکان پیشینه می‌رسد. اتصال FF و اتصال WUF-W از نظر کارکرد شبیه هم بوده و مقاومت بیشتری نسبت به اتصال RBS دارند. اتصال WFP نسبت به اتصالات WUF-W، FF، و RBS در برابر خرابی ستون مقاومت بیشتری دارد؛ به گونه‌ای که ظرفیت باربری این اتصال در اثر خرابی ستون، دو برابر سایر اتصالات بوده و بر اساس نتایج به دست آمده، این اتصال قابل استفاده در سازه‌های با سطح محافظت بالا در برابر خرابی پیش‌رونده است. در همه‌ی اتصالات بررسی شده، مقدار چرخش بیشتر مانند خرابی دو برابر مقداری بود که آیین‌نامه FEMA 350 به عنوان پیشینه ظرفیت چرخشی برای اتصالات بیان کرده است.

**واژگان کلیدی:** قاب خمشی، روش تحلیل دینامیکی صریح، رفتار شکست نرم، تغییر شکل‌های بزرگ، غیرخطی مصالح

## ۱- مقدمه

سازه‌های ساختمانی برای بارهای عادی مانند وزن خود سازه، بارهای مربوط به وسایل و تجهیزات و نیروهای مربوط به زلزله، طراحی شده است. زمانی که برج‌های تجارت جهانی در اثر برخورد هواپیما در سال ۲۰۰۱ خراب شد، آیین‌نامه‌ها و استانداردها به کارکرد ساختمان‌ها که دچار خرابی موضعی در اثر اتفاقات غیرمنتظره می‌شود

خرابی ساختمان‌ها سؤال‌های زیادی درباره‌ی ناکافی بودن دستورات آیین‌نامه‌های جدید برای جلوگیری از خرابی‌های کلی<sup>۱</sup> و جزئی<sup>۲</sup> ساختمان‌ها مطرح کرده است. تا امروز،

1- Global Collapse  
2- Local Collapse

برای انتقال نیرو وجود داشته باشد و سازه دچار خرابی کلی نشود. تحلیل‌ها باید نشانگر این موضوع باشند که تیرها و اتصالات، توانایی توزیع دوباره‌ی نیروهای ایجادشده در سازه را دارند. برای اثبات درستی مدل‌های تحلیلی برای نشان دادن رفتار غیرخطی اتصالات، ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی و انجام آزمایش ضروری است. در حال حاضر طراحی و ارزیابی ظرفیت سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده بر اساس معیارهایی که برای ارزیابی طرح لرزه‌ای استفاده می‌شوند انجام می‌شود.

## ۲- کارهای انجام شده

*Astane-Ast* و همکاران [۴] سازه‌های فولادی متعارف ساخته‌شده با اتصالات مفصلی را در برابر خرابی پیش‌رونده بررسی کردند. یک سازه فولادی یک طبقه به ابعاد 20ft در 60ft را بررسی کردند؛ این آزمایش نشان داد بعد از خرابی یکی از ستون‌های میانی سازه، عمل مشترک بین سقف بتنی و سایر تیرها و ستون‌ها سبب توزیع نیروهای اضافی تولیدشده می‌شود. به‌گونه‌ای که در این آزمایش، سقف بدون خرابی توانایی تحمل بارهای مرده و زنده را داشت. در این آزمایش، نیرو به سایر قسمت‌های سازه، به‌خوبی انتقال یافت. *Kapil Khandelwal* و همکاران [۵] در پژوهشی خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه را بررسی کردند که برای نیروهای لرزه‌ای طراحی شده بود. نتایج مدل‌سازی نشان داد سیستم‌هایی که در آن‌ها قاب‌های محیطی برای نیروهای زلزله طراحی می‌شوند مقاومت کافی در برابر بارهای غیرعادی که سبب حذف یکی از ستون‌های سیستم باربر بارهای گرانشی می‌شود را ندارند. یکی دیگر از نتایج مهم این مطالعه این بود که نشان داد کاهش بال تیرها برای اتصالات RBS، آسیب‌پذیری سیستم را در برابر خرابی ستون افزایش می‌دهد.

توجه بیشتری کردند. خرابی کلی سازه ممکن است با رشد و گسترش خرابی‌های موضعی اتفاق بیفتد که به خرابی پیش‌رونده<sup>۱</sup> و تدریجی مشهور است. در آمریکا انجمن مهندسين عمران آمریکا [۱] و راهنمای GSA2003 [۲] و DOD2009 [۳]، تمهیداتی را برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده یا خرابی نامتناسب پیشنهاد می‌کنند. خرابی نامتناسب یا پیش‌رونده زمانی رخ می‌دهد که یک خرابی موضعی اولیه در سازه اتفاق افتاده و گسترش یابد که این عامل می‌تواند منجر به خرابی کلی یا خرابی قسمتی از سازه شود. مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده به‌صورت ضمنی با فراهم کردن کمینه‌ی مقاومت لازم، پیوستگی و شکل‌پذیری، به‌صورت صریح با فراهم کردن مسیرهای انتقال نیرو به‌گونه‌ای که خرابی موضعی توسعه نیابد و به خرابی کلی منجر نشود یا با مقاوم کردن اعضائی که در پایداری کلی سازه تأثیر اساسی دارند فراهم می‌شود. در سازه‌های فولادی با قاب خمشی، به‌خاطر این‌که کارکرد سیستم به‌طور عمده وابسته به رفتار و مقاومت اتصالات است، جزئیات و نحوه اجراء اتصالات، اهمیت زیادی در رفتار سازه دارد. مقاومت اتصالات، در برابر خرابی ستون که باعث به‌وجود آمدن نیروی کششی و ایجاد اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی در تیر می‌شود به‌طور کامل بررسی نشده است و بررسی کارکرد آن‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده الزامیست. در ایالات متحده، دو آیین‌نامه GSA2003 [۲] و DOD2009 [۳]، اطلاعات و راه‌کارهایی را به تفصیل برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها ارائه کرده است. از میان روش‌های متعدد برای طراحی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده، روش مسیر جایگزین، یک روش مناسب است. در این روش سازه طوری طراحی می‌شود که اگر یکی از اعضا خراب شود راه‌های جایگزین

1- Progressive collapse

بوده به گونه‌ای که اتصال RBS برای سازه فولادی با شکل پذیری زیاد (SDC-D) و اتصال WUF-B برای سازه فولادی با شکل پذیری متوسط (SDC-C) طراحی شده است [۱۱]. نتایج به دست آمده از این آزمایش‌ها نشان داد که در اثر افزایش تغییر مکان قائم ستون به سمت پایین، اتصالات جاری شده و نیروی محوری کششی در تیرها ایجاد می‌شود. تفاوت‌های بین خرابی دو نوع اتصال نشان داد که در اتصال WUF-B، ابتدا کمانش موضعی بال فشاری تیر در نزدیکی ستون اتفاق افتاده و سپس پیچ‌های موجود در اتصالات نزدیک ستون خراب شده و سرانجام بال پایین تیر در محل سوراخ دسترسی در تیر به طور ناگهانی خراب می‌شود. در اتصال RBS خرابی از قسمت پایین و میانی محل کاهش یافته بال تیر شروع شده و سپس به سمت بالا و جان تیر گسترش یافته و در سرانجام سبب خرابی تیر شده است.

### ۳- اتصالات بررسی شده در این مطالعه

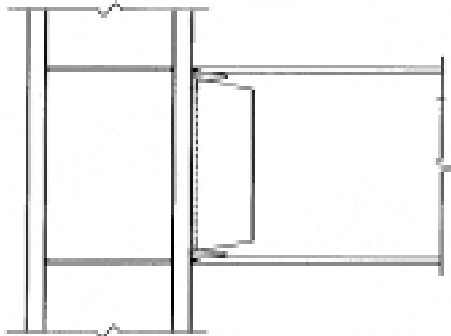
#### ۳-۱- اتصال با بال کاهش یافته<sup>۱</sup>

اتصال RBS بعد از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج طی بررسی‌ها و آزمایش‌های متعدد به وجود آمده است. این اتصال مطابق شکل (۱) با جدا کردن قسمتی از بال‌های بالا و پایین تیر در یک فاصله معین از محل اتصال تیر به ستون ایجاد می‌شود. به گونه‌ای که با انجام این کار، ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر، منطقه‌ای است که در اثر نیرو دچار حالت تسلیم می‌شود. ناحیه کاهش یافته از بال تیر به عنوان عاملی برای جلوگیری از خرابی ناگهانی اتصال عمل می‌کند. آیین‌نامه FEMA 355D [۱۲] بر اساس آزمایش‌های متعدد، اطلاعات گسترده‌ای از کارکرد اتصال RBS در برابر زلزله ارائه کرده است.

*Kapil Khandelwal and Sherif El-Tawil* [۶] نشان دادند سازه‌های فولادی با شکل پذیری ویژه مقاومت کافی برای تحمل نیروهای کششی ناشی از عمل زنجیرگونه دارند. *Jinkoo Kim, Dawoon-An* [۷] اثر زنجیرگونه پتانسیل خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی قاب خمشی را بررسی کردند. تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی روی سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با بادبند و بدون بادبند بر اساس روش مسیر جایگزین پیشنهاد شده به وسیله GSA2003 [۲] انجام شد. بر اساس نتایج به دست آمده مشارکت عمل زنجیرگونه در جلوگیری از خرابی سازه‌ها با افزایش تعداد دهانه‌ها افزایش می‌یابد. *Cheol-Ho Lee* و همکاران [۸] در مطالعه‌ای دو روش ساده و دقیق را برای تحلیل خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی بررسی کردند. *Min Yu* و همکاران [۹] سازه‌های فولادی با سقف مرکب را مطالعه کردند. در این مطالعه ابتدا مدل‌های تحلیلی را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کرده سپس اثر استفاده از کابل‌های پیش‌تنیده در افزایش عمل مشترک سقف بتنی و تیرهای فولادی در مقابله با نیروهای ایجاد شده در اثر حذف ستون را بررسی کردند. انجمن ملی استاندارد و تکنولوژی (NIST) یک برنامه تحقیقاتی گسترده برای مطالعه رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده که می‌تواند در اثر یک بار غیرعادی اتفاق بیفتد اجرا کرده است. در سال ۲۰۱۰ یک بررسی با همکاری مؤسسه NIST و مرکز مطالعات و تحقیقات مهندسی ارتش آمریکا ERDS روی رفتار اتصالات خمشی فولادی پس از حذف ستون انجام شده است [۱۰]. در این مطالعه برای بررسی رفتار سیستم‌های سازه‌ای در حالت حدی و برای تعیین ظرفیت باقی مانده در سازه و مقاوم کردن سیستم‌های سازه‌ای، مدل‌های تحلیلی سه بعدی را با انواع مصالح و انواع مختلف سیستم‌ها بررسی کرده‌اند. این مطالعه شامل آزمایش تمام‌مقیاس روی دو نوع اتصال RBS و WUF-B

1- Reduced Beam Section

به جان تیر و با جوش نفوذی به بال ستون متصل می‌شود.



شکل (۲) اتصال WUF-W

ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین‌نامه برای جلوگیری از گسیختگی برابر مقدار زیر است:

$$\theta_i = 0.064 \quad (۳)$$

ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین‌نامه برای حالت شروع کاهش مقاومت اولیه برابر مقدار زیر است:

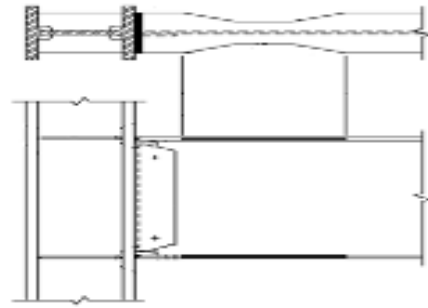
$$\theta_{SD} = 0.051 \quad (۴)$$

### ۳-۳- اتصال خمشی FF<sup>۲</sup>

در این اتصال بال تیر با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می‌شود. مطابق شکل (۳)، جان تیر کنار محل اتصال به بال ستون با برشی از تیر جدا شده و یک صفحه اتصال دوزننه‌ای شکل جایگزین آن می‌شود. این صفحه دوزننه‌ای شکل از یک طرف با جوش نفوذی به بال ستون و از طرف دیگر با جوش گوشه به‌طور کامل به جان تیر جوش می‌شود. ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین‌نامه برای جلوگیری از انهدام برابر مقدار زیر است:

$$\theta_i = 0.08 - 0.00064 d_b \quad (۵)$$

ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین‌نامه برای حالت



شکل (۱) اتصال RBS

این اتصال طبق آیین‌نامه FEMA 350 [۱۳] قابل استفاده در سازه‌های با شکل پذیری کم و ویژه است. طبق آیین‌نامه AISC 2005 [۱۴] در اتصال RBS برای ساختمان‌های با شکل پذیری ویژه، جان تیر باید به وسیله‌ی جوش نفوذی به بال ستون متصل شود. ظرفیت چرخشی برای جلوگیری از خرابی طبق آیین‌نامه FEMA 350 [در جدول (۱۲-۱)] بر اساس رابطه زیر بیان شده است:

$$\theta_i = 0.08 - 0.0003 d_b \quad (۱)$$

ظرفیت چرخشی در آیین‌نامه‌ی FEMA 350، برای حالت شروع کاهش مقاومت اولیه بر اساس رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$\theta_{SD} = 0.06 - 0.0003 d_b \quad (۲)$$

$d_b$ ، ارتفاع تیر بر حسب اینچ است.

### ۳-۲- اتصال خمشی WUF-W<sup>۱</sup>

این نوع اتصال مطابق آیین‌نامه FEMA 350، برای سازه‌های فلزی با شکل پذیری کم و شکل پذیری ویژه کاربرد دارد. در این نوع اتصال مطابق شکل (۲)، بال تیر یا شاه‌تیر به‌صورت مستقیم با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می‌شود. جان تیر به‌وسیله‌ی یک صفحه جان با جوش گوشه

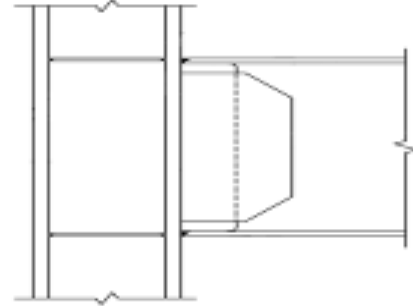
$$\theta_u = 0.07 \quad (7)$$

شروع کاهش مقاومت اولیه برابر مقدار زیر است:

ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین نامه FEMA 350 [۱۳] برای حالت شروع کاهش مقاومت اولیه برابر مقدار زیر است:

$$\theta_{SD} = 0.061 - 0.00064 d_b \quad (6)$$

$$\theta_{SD} = 0.04 \quad (8)$$



شکل (۳) اتصال FF

#### ۴- مدل های تحلیلی

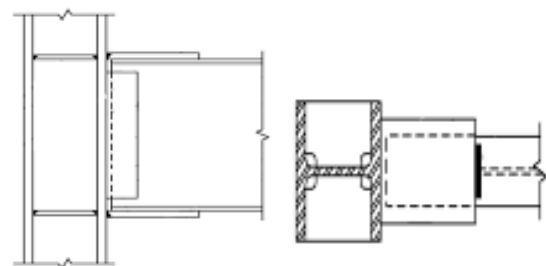
در تحلیل های عددی به روش المان محدود با بزرگتر شدن مدل، مدت زمان تحلیل افزایش می یابد؛ بنابراین باید مدلی را انتخاب کرد که در عین سادگی بیانگر رفتار واقعی و نیازهای مسئله باشد. برای مدل سازی خرابی در اتصالات از مدل شکست نرم<sup>۲</sup> استفاده شده است. برای استفاده از این مدل ابتدا باید پارامترهای استفاده شده در تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت داده شود. بعد از به دست آمدن پارامترهای مربوط به مدل تحلیلی می توان مدل های دیگری را بر اساس فرضیات به دست آمده درست کرد. برای انجام تحلیل های عددی به روش المان محدود از نرم افزار ABAQUS [۱۵] استفاده شده است. مدل های تحلیلی بررسی شده در این مطالعه، اتصالات خمشی جوشی WFP, RBS, WUF-W FF است. ابتدا مدل عددی مربوط به اتصال RBS با مدل آزمایشگاهی از نظر رفتاری و حالت های خرابی مطابقت داده می شود. بعد از به دست آمدن نتیجه مورد قبول از این مدل، سایر مدل ها بررسی می شوند.

#### ۵- مدل سازی رفتار شکست نرم در فولاد

مدل شکست نرم در فولاد از سال ۱۹۶۰ مطالعه شده است. اولین مدل میکرومکانیکی مناسب برای مدل سازی، حالت

#### ۳-۴- اتصال خمشی WFP<sup>۱</sup>

در این نوع اتصال برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می شود؛ به گونه ای که تیر هیچ گونه تماس مستقیمی با ستون ندارد. این صفحات با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون و با استفاده از جوش گوشه در بالا و پایین تیر به بال های بالا و پایین تیر متصل می شوند. برای اتصال جان تیر به ستون از صفحات اتصال جان استفاده می شود که صفحات جان با جوش نفوذی به بال ستون و با استفاده از جوش گوشه به جان تیر متصل می شود [شکل (۴)].



شکل (۴) نمای روبه رو و بالا از اتصال WFP

ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین نامه FEMA 350 برای جلوگیری از گسیختگی برابر مقدار زیر است:

2- Ductile fracture

1- Welded Flange Plate

در این معادله:

$$\bar{f}_F = \frac{q_1 + \sqrt{q_1^2 - q_3}}{q_3}$$

$f_c$ ، مقدار بحرانی حجم فضای خالی مربوط به ترک خوردگی و  $f_F$ ، حجم فضای خالی مربوط به ترک خوردگی در حالت کاهش کلی ظرفیت تحمل تنش در فولاد استفاده شده است. خرابی در مدل *Gurson* زمانی اتفاق می افتد که حجم فضای خالی ناشی از ترک به مقدار حجم فضای خالی نظیر گسیختگی ماده برسد. این مقادیر بر اساس آزمایش مشخص می شوند و برای تعریف مدل پلاستیسیته فولاد لازم است. در مدل سازی شکست نرم، هرگاه حجم ترک مؤثر به مقدار حجم خرابی ترک برسد المان ها در هر گام انتگرال گیری از تحلیل حذف می شوند.

## ۶- معبرسازی مدل تحلیلی

برای کنترل درستی مدل های تحلیلی استفاده شده می توان از نتایج به دست آمده از آزمایش استفاده کرد. در این مطالعه برای مدل سازی خرابی و شکست در فولاد از مدل ارائه شده به وسیله *Gurson* و اصلاح شده به وسیله *Tvergaard* استفاده شده است. استفاده از این مدل نیازمند تعریف پارامترهای  $q_1, q_2, f_f, f_c, \epsilon_N, S_N$  است. که این پارامترها با کالیبره کردن نتایج مدل های تحلیلی با نتایج به دست آمده آزمایش به دست می آیند.

### ۶-۱- مشخصات مدل آزمایشگاهی بررسی شده

در سال 2010 مدل های آزمایشگاهی به وسیله *NIST* [۱۰] برای بررسی ظرفیت اتصالات خمشی در برابر حذف ستون، استفاده شده است. یکی از این مدل ها مربوط به بررسی اتصال *RBS* است. مدل مربوط به اتصال *RBS*، شامل سه ستون و دو تیر است

پلاستیک مواد با در نظر گرفتن خلل و فرج ایجاد شده به وسیله *Gurson*<sup>۱</sup> پیشنهاد شد. نکته مهم این است که خرابی در فولاد، بیشتر به صورت یک حالت نرم شونده اتفاق می افتد. همچنان که در آزمایش کشش فولاد در حالت خرابی نمودار نیرو- تغییر مکان، افقی رو به سمت پایین از خود نشان می دهد. مدل *Gurson* [۱۶] زمانی که فضای خالی در فولاد ایجاد شده و گسترش می یابد از خود حالت نرم شونده مطابق رفتار واقعی فولاد نشان می دهد. *Tvergaard* [۱۷] در یک بررسی نشان داد که تئوری ارائه شده به وسیله *Gurson* زمانی که از دو پارامتر  $q_1$  و  $q_2$  برای بیان مدل استفاده می شود می تواند به نتایج بهتر و دقیق تری برسد؛ این بررسی سبب اصلاح مدل *Gurson* شد. معادله تسلیم مربوط به مدل ارائه شده به وسیله *Gurson* و اصلاح شده به وسیله *Tvergaard* [۱۷] به صورت رابطه (۹) است.

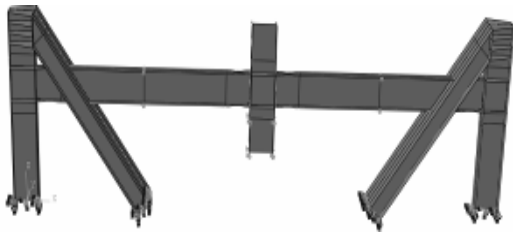
$$\Phi = \left(\frac{q}{\sigma_y}\right)^2 + 2q_1 f^* \cosh\left(-q_2 \frac{3p}{2\sigma_y}\right) - (1 + q_3 f^{*2}) = 0 \quad (9)$$

$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}}$  تنش مایزس،  $p = -\frac{\sigma_{ii}}{3}$ ، بیانگر تنش هیدرواستاتیک و  $s_{ij} = \sigma_{ij} + p$  بیانگر تانسور تنش انحرافی و  $\sigma_y$ ، تنش تسلیم مصالح است. مقادیر  $q_1, q_2, q_3$  برای تعریف مدل پلاستیک متخلخل<sup>۲</sup> فولاد لازم است. برای فولادهای مختلف، این مقادیر برای  $q_1$  عددی بین ۱ تا ۱/۵، برای  $q_2$  برابر ۱ و برای  $q_3$  عددی بین ۱ تا ۲/۲۵ است، به گونه ای که  $q_3 = q_1^2$  تعریف می شود.

$f^*$ ، به صورت رابطه (۱۰) تعریف شده و بیانگر حجم ترک مؤثر است:

$$f^* = \begin{cases} f & \text{if } f \leq f_c \\ f_c + \frac{\bar{f}_F - f_c}{\bar{f}_F - f_c} (f - f_c) & \text{if } f_c < f < \bar{f}_F \\ \bar{f}_F & \text{if } f \geq \bar{f}_F \end{cases} \quad (10)$$

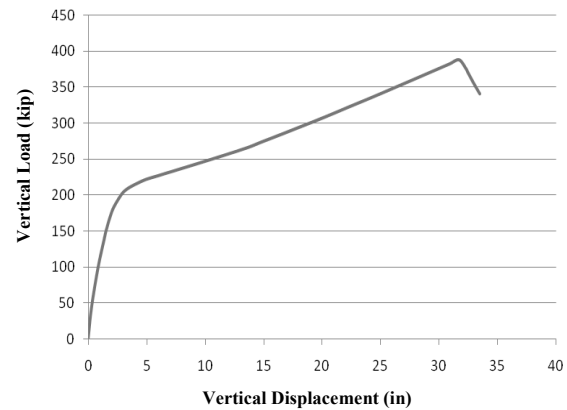
1- Gurson's porous metal plasticity theory  
2- Porus metal plasticity model



شکل (۶) مدل تحلیلی برای اتصال RBS

در نواحی نزدیک اتصالات و خود اتصالات که احتمال خرابی این قسمتها بیشتر است، مدل رفتاری به کاررفته برای فولاد، مدل پلاستیک فولاد همراه مدل شکست نرم فولاد است. در سایر قسمتها که دور از محل های خرابی است فقط از مدل رفتاری پلاستیک فولاد استفاده شده است. برای کاهش زمان تحلیل قسمت های خارج از محل نزدیک اتصال از مش بندی های بزرگتری نسبت به قسمت نزدیک به اتصال استفاده شده است. در مدل عددی از نمودار تنش - کرنش واقعی برای فولادها استفاده شده است. روش Dynamic Explicit است. این روش برای تحلیل مدل هایی که خواص غیرخطی مصالح دارند و دچار تغییر شکل های بزرگ تا حد خرابی می شوند کاربرد دارد. در روش Dynamic Explicit از انتگرال گیری به روش تفاضلات مرکزی برای حل معادلات استفاده می شود و برای حل معادلات نیازی به معکوس کردن ماتریس سختی در هر گام زمانی وجود ندارد. بنابراین یک روش مناسب برای تحلیل مدل ها تا حد خرابی است؛ به گونه ای که می توان تغییر شکل های حالت خرابی را بررسی کرد. المان پوسته ای S4 استفاده شده برای مدل سازی همهی اعضا توانایی در نظر گرفتن تغییر شکل های بزرگ همراه کرنش های بزرگ را دارد که این المان همراه روش تحلیل صریح برای شبیه سازی تغییر شکل های بزرگ و حالت های خرابی مناسب است. برای مدل سازی حالت خرابی در فولاد، از مدل شکست نرم استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز در این مدل با استفاده از مدل های عددی مختلف به دست آمده است. در مدل های

به گونه ای که ستون وسطی کوتاه تر بوده و به وسیله ی جکی به سمت پایین حرکت داده می شود. این بار در زمانی حدود ۳۳ دقیقه به سازه وارد شده است. رابطه نیرو تغییر مکان قائم نظیر ستون میانی، مطابق شکل (۵) است. با افزایش تغییر مکان، مدل وارد محدوده رفتار غیر خطی شده و در تغییر مکان ۳۳/۵ اینچ، دچار خرابی می شود. نیروی بیشینه مربوط به این تغییر مکان، برابر ۴۰۰ کیلوپوند است. این تغییر مکان معادل چرخشی ۰/۱۴ رادیان است که از تقسیم تغییر مکان قائم ستون میانی به طول محور تا محور تیر (۲۴۰ اینچ) به دست می آید.

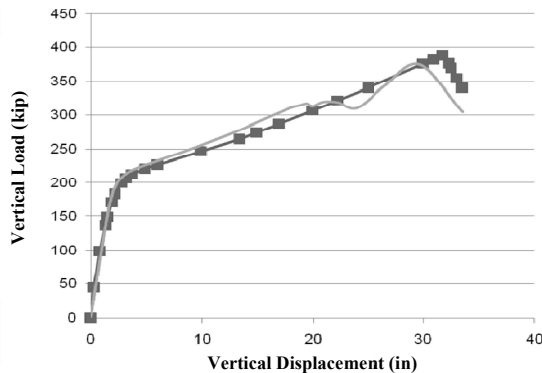


شکل (۵) نتایج به دست آمده از نمونه آزمایشگاهی

## ۶-۲- تحلیل عددی مدل آزمایشگاهی

مدل عددی ساخته شده دارای شرایط مشابه آزمایش است و در این مدل بارگذاری به صورت استاتیکی و در زمان حدود ۳۳ دقیقه اعمال شده است. در مدل تحلیلی، مطابق مدل آزمایشگاهی پای ستون ها گیردار بوده و تیرها و ستون ها در نقاط مورد نظر مهار شده است. [شکل (۶)]. المان های استفاده شده برای مدل سازی، تیرها، ستون ها و اتصالات، به طور کلی المان های Shell (S4) است [۱۵]. در روش عددی از مدل شکست نرم برای فولاد استفاده شده است.

رابطه نیرو تغییر مکان قائم ستون میانی در شکل (۸) نشان داده شده است. مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل و نتایج به دست آمده از آزمایش روی اتصال RBS، بر اساس شکل (۹)، نشان می‌دهد که فرضیات و پارامترهای استفاده شده در مدل عددی برای بررسی رفتار اتصال مناسب بوده و از این فرضیات می‌توان تا حد قابل قبولی برای بررسی مدل‌های عددی مشابه استفاده کرد.



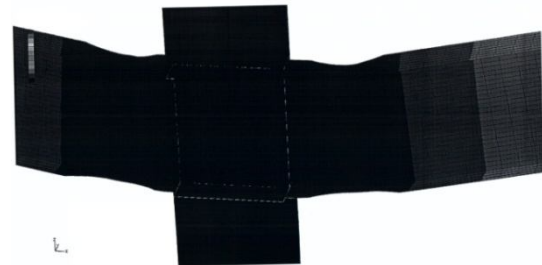
شکل (۹) مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل و آزمایش

مختلف با تغییر اندازه مش بندی اعضای نزدیک محل اتصال و تغییر پارامترهای  $f_c, \epsilon_N, S_N$  و  $f_f$  رابطه نیرو تغییر مکان قائم رسم و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. بعد از انجام تحلیل‌های مختلف، پارامترهای مربوط به تئوری شکست نرم فولاد مطابق جدول (۱) است؛ در بین این پارامترها،  $\epsilon_N$  تابعی از اندازه المان‌ها است که برای مش بندی به اندازه  $0.75$  اینچ مقداری برابر  $0.4$  در نظر گرفته شده است.

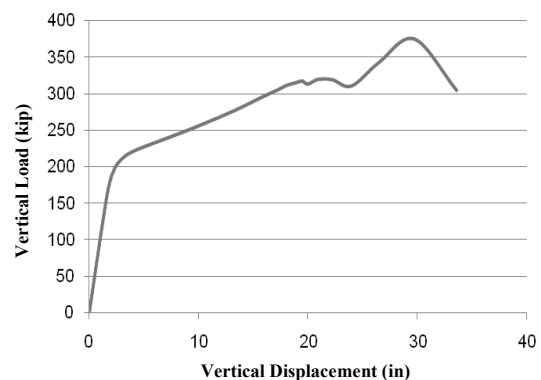
جدول (۱) پارامترهای مربوط به مدل عددی استفاده شده (Gurson model)

$q_1 = 1.5$	$f_c = 0.09$	$\epsilon_N = 0.40$
$q_2 = 1.0$	$f_t = 0.10$	$\sigma_y$ (Ksi) = 66.1
$q_3 = (q_1)^2 = 2.25$	$S_N = 0.10$	Element size = 0.750 inch

مطابق شکل (۷)، نتایج به دست آمده از تحلیل مدل عددی در اتصال RBS نشان می‌دهد که خرابی از قسمت پایین محل کاهش یافته بال تیر شروع شده و به داخل جان تیر گسترش می‌یابد؛ در نتیجه، مقاومت باربری مدل کاهش یافته و سازه دچار خرابی می‌شود.



شکل (۷) حالت خرابی اتصال RBS



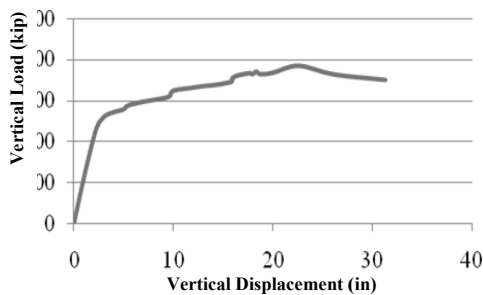
شکل (۸) نتایج بدست آمده از تحلیل اتصال RBS

## ۷- تحلیل و بررسی مدل‌های عددی

برای بررسی اتصالات جوشی در این مطالعه از فرضیات مربوط به مدل عددی اتصال RBS که مطابقت قابل قبولی نسبت به نتایج آزمایش نشان داده، استفاده شده است. در مدل‌های عددی بررسی شده با ثابت نگه داشتن اندازه تیرها، ستون‌ها و شرایط مرزی، تنها نوع اتصالات تغییر داده شده است. بر اساس مطابقت خوب مدل عددی RBS با نتایج آزمایش، پارامترهای جدول (۱) برای مدل‌سازی شکست نرم فولاد استفاده شده است. اتصالات مطابق ضوابط آیین‌نامه FEMA 350 طراحی و مدل‌سازی بر اساس این اطلاعات انجام شده است. در همه‌ی مدل‌های عددی از المان (S4) Shell برای شبیه‌سازی تیرها، ستون‌ها و صفحات اتصالات استفاده شده است. این یک المان چهارگره‌ای است که چهار نقطه انتگرال‌گیری در سطح المان دارد و برای محاسبات از روش



با افزایش بار قائم، خراب شدن صفحه اتصال جان در اتصال میانی و انتقال گسیختگی به بال تیر، اتصالات کناری نیز دچار خرابی می‌شوند. به گونه‌ای که ابتدا بال فشاری تیر دچار کماتش پیچشی شده و رفته‌رفته صفحه اتصال جان دچار خرابی می‌شود. تا این که صفحه اتصال جان از ستون جدا شود. رابطه نیرو تغییر مکان قائم مربوط به اتصال WUF-W در شکل (۱۰) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که مقاومت اتصال WUF-W بیشتر از اتصال RBS است؛ زیرا نیروی بیشتری در تغییر مکان‌های مشابه از خود نشان داده است. برای نمونه در تغییر مکان ۱۰ اینچ، نیروی حدوداً ۳۲۵ کیلوپوند داشته است که در اتصال RBS برای این مقدار تغییر مکان، نیروی حدوداً ۲۵۰ کیلوپوند لازم بوده است. بیشینه‌ی تغییر مکان ۳۲ اینچ و بیشینه‌ی نیروی وارد شده حدوداً ۴۰۰ کیلو پوند است.



شکل (۱۰) رابطه نیرو-تغییر مکان قائم اتصال WUF-W

#### ۲-۲- مدل عددی اتصال FF

با افزایش بار، گسیختگی ابتدا از اتصال میانی آغاز می‌شود. خرابی ابتدا از صفحه دوزنقه‌ای شکل متصل به جان تیر آغاز شده و با افزایش بار، رفته‌رفته محل اتصال تیر به ستون نیز دچار گسیختگی می‌شود. با خراب شدن بال تیر در محل اتصال تیر به ستون، مدل خراب شده و باربری خود را از دست می‌دهد. در این حالت بعد از گسیختگی صفحه دوزنقه‌ای جان در اتصال میانی، اتصالات کناری نیز دچار

انتگرال گیری کامل<sup>۱</sup> استفاده می‌کند که در محاسبات، دقت بالایی دارد. برای این که این المان کارکردی مشابه حالت واقعی در اتصال داشته باشد برای مدل‌سازی جوش‌ها و اتصال این صفحات به بال‌های تیر یا جان تیر از روش surface Node to constraint [۱۵] استفاده شده است. این جوش‌ها [مطابق روش اجرا شده] در لبه‌های صفحات برای اتصال بین دو عضو، مدل‌سازی شده است. در این روش فرض بر آن است که جوش‌ها مقاومت کافی دارند و گسیختگی از ناحیه جوش اتفاق نمی‌افتد. بر اساس مشخصات مربوط به اتصالات طراحی شده، ظرفیت چرخشی نظیر کاهش مقاومت اولیه و ظرفیت چرخشی نظیر گسیختگی اتصال بر اساس آیین‌نامه FEMA 350 اعمال شده که در جدول (۲) نشان داده شده است. این مقادیر بر حسب رادین بیان شده است.

#### ۲-۱- مدل عددی اتصال WUF-W

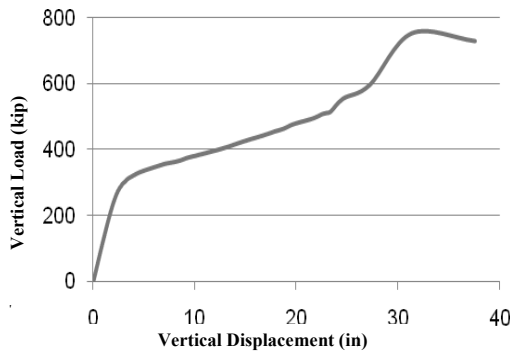
این اتصال طبق آیین‌نامه FEMA 350 طراحی شده و مشخصات مربوط به اتصال در مدل‌سازی لحاظ شده است. با افزایش بار قائم، رفته‌رفته بال فشاری تیر در محل نزدیک ستون میانی دچار کماتش پیچشی می‌شود. خرابی از محلی که تیر به ستون متصل شده اتفاق می‌افتد؛ به گونه‌ای که ابتدا صفحه اتصال جان به بال ستون دچار خرابی شده سپس خرابی به محل اتصال بال به ستون منتقل شده که سبب خرابی مدل و کاهش باربری می‌شود.

جدول (۲) ظرفیت چرخشی اتصالات مطابق FEMA 350

اتصال	ظرفیت چرخشی نظیر کاهش مقاومت اولیه ( $\theta_{SD}$ )	ظرفیت چرخشی نظیر گسیختگی ( $\theta_U$ )
RBS	۰/۰۵۲	۰/۰۷۲
WUF-W	۰/۰۵۱	۰/۰۶۴
FF	۰/۰۴۵	۰/۰۶۵
WFP	۰/۰۴	۰/۰۷

1- Full integration method

صفحات بالا و پایین، خرابی مشاهده نشده و تیر، تحت اثر نیروهای کششی زیادی مقاومت می‌کند تا این که اتصال میانی دچار گسیختگی شود. رابطه نیرو تغییر- مکان به دست آمده از تحلیل عددی، مانند شکل (۱۲) است. این شکل نشان می‌دهد که مقاومت این نوع اتصال زیاد است چرا که شیب اولیه این نمودار زیاد بوده و دلالت بر این دارد که برای تغییر مکان کم حدود ۱۰ اینچ، بیشینه نیروی لازم حدود ۳۸۰ کیلوپوند است. بیشینه تغییر مکان به دست آمده برابر ۳۲ اینچ و مقدار نیروی قائم وارد شده تقریباً ۸۰۰ کیلوپوند است.

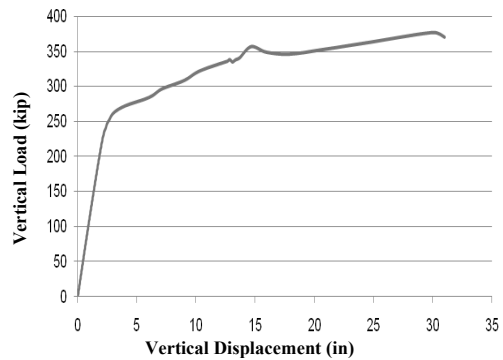


شکل (۱۲) نمودار نیرو-تغییر مکان قائم اتصال WFP

## ۸- بررسی نتایج

خرابی اتصال RBS به صورت ایجاد ترک در بال پایین تیر شروع شده و با گسترش ترک در داخل جان تیر ادامه می‌یابد تا گسیختگی به بال بالا رسیده و در این حال، اتصال، ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد و دچار گسیختگی می‌شود. در اتصال WUF-W، ابتدا بال فشاری تیر در محل نزدیک ستون دچار کماتش پیچشی می‌شود؛ سپس صفحه اتصال جان به بال ستون دچار گسیختگی شده و خرابی به محل اتصال بال تیر به بال ستون منتقل می‌شود که سبب خرابی اتصال و کاهش باربری آن می‌شود. نحوه خرابی اتصال FF مشابه اتصال WUF-W است؛ به گونه‌ای که گسیختگی ابتدا از صفحه دوزنقه‌ای شکل متصل به جان تیر آغاز شده و سپس به محل اتصال بال

خرابی می‌شود به گونه‌ای که در اتصالات کناری، صفحات اتصال جان شروع به گسیختگی می‌کنند. رابطه نیرو- تغییر مکان قائم اتصال در شکل (۱۱) نشان می‌دهد که رفتار اتصال FF مشابه رفتار اتصال WUF-W است. بیشینه تغییر مکان قائم، برابر ۳۰ اینچ است که بعد از آن مدل دچار خرابی می‌شود. نیروی قائم نظیر تغییر مکان بیشینه حدوداً ۴۰۰ کیلوپوند به دست آمده است.



شکل (۱۱) رابطه نیرو-تغییر مکان قائم اتصال FF

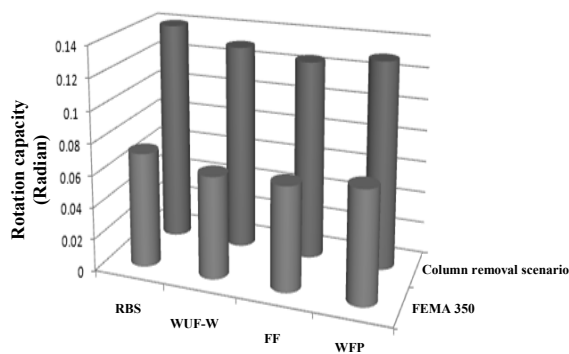
## ۷-۳- مدل عددی اتصال WFP

تحلیل‌های انجام شده روی مدل عددی نشان می‌دهد که با افزایش نیروی قائم در ستون میانی، تغییر مکان افزایش می‌یابد تا اندازه‌ای که خرابی به صورت وقوع کماتش پیچشی در بال و جان تیر شروع شده و سپس در اثر پارگی بال پایین تیر در محلی پس از پایان ورق اتصال تیر و گسترش آن به سمت جان تیر، مدل دچار خرابی و تغییر شکل بزرگ می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که به خاطر وجود صفحات اتصال در محل نزدیک ستون، مقاومت این قسمت نسبت به حالت بدون صفحات اتصال، افزایش یافته و نزدیک ستون، خرابی اتفاق نمی‌افتد. با افزایش تغییر مکان، کماتش پیچشی و خرابی در تیر در محلی بعد از پایان صفحات اتصال اتفاق می‌فتد. هم‌زمان با افزایش بار، اتصالات کناری نیز دچار چرخش‌های بزرگ می‌شوند. در این اتصالات به خاطر وجود

جدول (۳) نتایج مربوط به اتصالات

اتصالات	تغییر مکان بیشینه (اینچ)	نیروی بیشینه (کیلوپوند)	چرخش بیشینه (رادیان)
RBS	33.5	400	۰/۱۴
WUF-W	32	400	۰/۱۳
FF	30	400	۰/۱۲۵
WFP	32	800	۰/۱۳

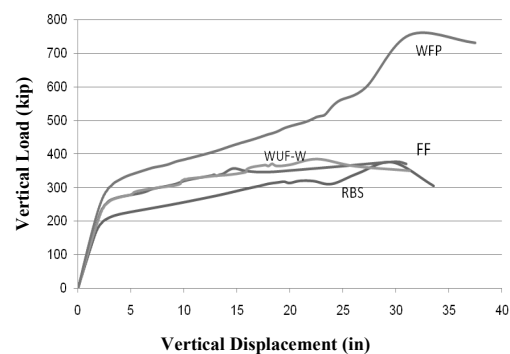
شکل (۱۴) نشان می‌دهد که ظرفیت چرخشی بیشینه پیشنهاد شده در آیین‌نامه FEMA 350 برای جلوگیری از گسیختگی اتصالات، کمتر از مقادیر چرخش بیشینه به دست آمده از تحلیل‌ها است؛ به گونه‌ای که مقادیر چرخش بیشینه مربوط به اتصالات بررسی شده [در اثر خرابی ستون] حدوداً دوبرابر مقادیر پیشنهاد شده در آیین‌نامه FEMA 350 به دست آمد.



شکل (۱۴) مقایسه ظرفیت چرخشی اتصالات

نتایج موجود در جدول (۴)، مقادیر شکل‌پذیری نیاز (Ductility Demand) اتصالات را نشان می‌دهد که از تقسیم تغییر مکان بیشینه به تغییر مکان حالت جاری شدن، به دست آمده است. در راهنمای GSA 2003، مقدار شکل‌پذیری مورد قبول برای اتصال تیرها در اثر خرابی پیش‌رونده، بدون در نظر گرفتن نوع اتصال، ۲۰ است. در راهنمای DOD، معیار مورد قبول برای شکل‌پذیری بدون در نظر گرفتن نوع اتصال، دو مقدار ۲۰ و ۱۰ است که به ترتیب

تیر به بال ستون منتقل می‌شود. با انهدام محل اتصال تیر به ستون، مدل، باربری خود را از دست داده و اتصال منهدم می‌شود. در اتصال WFP، ابتدا کمانش پیچشی در بال و جان تیر اتفاق افتاده و سپس در اثر پارگی بال پایین تیر در محلی بعد از پایان ورق اتصال تیر به ستون، کاهش باربری اتصال شروع شده و در نتیجه‌ی گسترش خرابی از بال پایین به سمت جان تیر، مدل دچار خرابی کلی و تغییر شکل بزرگ می‌شود. نتایج تحلیل‌ها در شکل (۱۳) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که اتصال WFP تقریباً دوبرابر، نیروی بیشتری نسبت به سایر اتصالات، تحمل می‌کند.



شکل (۱۳) مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان قائم اتصالات

بر اساس نتایج نشان داده شده در شکل (۱۳)، اتصال RBS نسبت به سایر اتصالات در یک تغییر مکان مشابه، نیروی کمتری را تحمل می‌کند. نتایج موجود در جدول (۳) نشان می‌دهد که نیروی بیشینه برای سه اتصال WUF-W, RBS, FF، تقریباً ۴۰۰ کیلوپوند و برای اتصال WFP ۸۰۰ کیلوپوند به دست آمده است. تغییر مکان نهایی مربوط به اتصال RBS از دیگر اتصالات بیشتر و برابر ۳۳/۵ اینچ است. مقدار زیاد تغییر مکان نسبت به سایر اتصالات، نشان‌دهنده آن است که در یک نیروی تقریباً مشابه، این اتصال، تغییر مکان بیشتری داشته و از نظر مقاومت نسبت به بقیه ضعیف‌تر است.

برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در سطح محافظت پایین<sup>۱</sup> و سطح محافظت بالا<sup>۲</sup> معرفی شده است.

جدول (۴) شکل‌پذیری نیاز اتصالات

اتصالات	تغییر مکان نظیر جاری شدن (اینچ)	تغییر مکان نهایی (اینچ)	شکل‌پذیری نیاز
RBS	۱/۹	33.5	17
WUF-W	۲/۴۶	32	13
FF	۲/۵	30	12
WFP	۳/۵	32	9

• اتصال WFP مقاومت بیشتری در اثر نیروی قائم از خود نشان داد. این اتصال نسبت به همه اتصالات بررسی‌شده، در برابر خرابی ستون، کارکرد بهتری داشته و نیرویی معادل دوبرابر نیروی خرابی سایر اتصالات را تحمل می‌کند. شکل‌پذیری نیاز به‌دست آمده برای این اتصال کمتر از سایر اتصالات بوده و این اتصال برای استفاده در سطح محافظت بالا و سطح محافظت پایین در برابر خرابی پیش‌رونده مناسب است.

• بیشینه‌ی ظرفیت چرخشی بدست‌آمده برای اتصالات بررسی شده، در اثر خرابی ستون، دوبرابر مقداری بود که آیین‌نامه FEMA 350 به عنوان معیار خرابی برای این اتصالات تعیین کرده است.

نتایج موجود در جدول (۴) نشان می‌دهد که اتصالات WUF-W, RBS و FF برای حالت سطح محافظت پایین در اثر خرابی پیش‌رونده مناسب است ولی شکل‌پذیری لازم برای حالت سطح محافظت بالا را برآورده نمی‌کند. با این حال اتصال WFP برای هر دو سطح محافظت بالا و سطح محافظت پایین مناسب است.

## ۱۰- مراجع

- [1] ASCE. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." SEI/ASCE 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. 2010.
- [2] General Services Administration (GSA), "Progressive Collapse Analysis Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects," GSA, Washington, D.C. 2010.
- [3] DOD. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Department of Defense, 25 January 2009.
- [4] Astaneh-Asl A., Jones B., Zhao Y., Hwa R., "Floor cetenary action to prevent progressive collapse of steel structures". Final Report. 2001.
- [5] Khandelwal K., El-Tawil S., "Progressive collapse of moment resisting steel frame buildings". Journal of Structural Engineering, ASCE .2005.
- [6] Khandelwal K., El-Tawil S., "Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections". Journal of Structural Engineering,

## ۹- نتیجه‌گیری

• اتصال RBS، نسبت به سایر اتصالات در برابر خرابی ستون، مقاومت کمتری دارد. شکل‌پذیری نیاز برای این نوع اتصال، بیشتر از سایر اتصالات بوده و این اتصال فقط برای استفاده در سطح محافظت پایین در برابر خرابی پیش‌رونده مناسب است.

• اتصالات WUF-W و FF در برابر خرابی ستون کارکرد مشابهی دارند و نسبت به اتصال RBS، با تحمل کردن نیروی قائم بیشتری دچار خرابی می‌شوند. کارکرد این اتصالات در سازه در مقابله با خرابی ستون بهتر از اتصال RBS است. هر دو این اتصالات برای استفاده در سطح محافظت پایین مناسب است.

1- Low Level Of Protection  
2- High Level Of Protection

- [12] FEMA 355D. State of the art report on connection performance. Federal Emergency Management Agency. 2000.
- [13] FEMA 350. Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Federal Emergency Management Agency. 2000.
- [14] American Institute of Steel Construction AISC. Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago. 2005.
- [15] ABAQUS. "ABAQUS/User's manual and Theory manual," Ver. 6.9, Inc. 2009.
- [16] Gurson A. L., "Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth. Part I: Yield criteria and flow rules for porous ductile media." J. Eng. Mater. Technol. 13, 1977, 2-15.
- [17] Tvergaard V., "Influence of voids on shear band instabilities under plane strain conditions." Int. J. Fract. 18, 1981, 389-407.
- ASCE. 2007.
- [7] Kim J., An D., "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action". Journal the structural design of tall and special buildings. John Wiley & Sons, Ltd. 2008.
- [8] Ho Lee C., Kim S., Hong Han K., Lee K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames". Journal of Construction Steel Research. 2008.
- [9] Yu M., Zha X., Ye J., "The influence of joints and composite floor slabs on effective tying of steel structures in preventing progressive collapse". Journal of Construction Steel Research. 2009.
- [10] The Collapse of the World Trade Center Towers, NIST NCSTAR 1, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD. 2005.
- [11] NIST Technical Note 1669. "An Experimental and Computational Study of Steel Moment Connections under a Column Removal Scenario". 2010.

# Investigation of Steel Welded Moment Connections Performance under Column Collapse

A.R. Jalali<sup>1\*</sup>, A. Hadidi<sup>2</sup>, Y. Yasrebinia<sup>3</sup>

1- Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Tabriz, Iran

2- Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Tabriz, Iran

3- Ph.D. Student, Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Tabriz, Iran

jalali@tabrizu.ac.ir

## Abstract:

Progressive collapse of buildings has raised questions on adequacy of the existing regulations to prevent local and, in turn, global collapses. The present study mostly focuses on the performance of welded moment connections against progressive collapse. The performance of moment connections suggested in the FEMA 350, which are proper for seismic forces, Welded Flange Plate (WFP), Reduced Beam Section (RBS), Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) and Free Flange (FF), has been studied. The models used include non-linear behavior of materials and geometrical nonlinear behavior. The behavior of steel materials used in the structure is the true behavior of steel was stress-strain, which has been considered in the model completely. The nonlinear stress-strain behavior of steel selected for modeling the real behavior of beam and column members in the structure. The material properties of all steel components were modeled using elastic-plastic material model from ABAQUS. For connection region porous material plasticity was used. The diagram of vertical force against vertical displacement for each connection was drawn, and the state of each connection failure was investigated. Making the large scale experimental models to study the progressive collapse of structures seems too difficult. Using finite element models to study the behavior of structures are relatively appropriate option with regard to time and cost. In all of the numerical models, shell (S4) element has been used to simulate the beams, columns and connections. This is a four-node element, which contains four integration points on the element. During the calculations, full integration method with more precision was used. For analysis of the models, dynamic explicit method was used. This method is suitable to analyze the models with more members having nonlinear characteristics of materials and large deformations. In this method, the central difference integrating is used to solve the dynamic equations. In every time step, this method performs simpler than other methods in solving dynamic equations since there is no need to inverse stiffness matrix in any time stage. The used numerical method has compared using the laboratorial results, which have tested in 2010 by NIST. The analytical results showed a good agreement with laboratory models. The results of numerical analyses illustrated that RBS connection has less strength in comparison with other connections and this connection reaches maximum vertical displacement with less force. Performance of FF and WUF-W connections is similar to each other. These connections more resistant in comparison with RBS. WFP connection is more resistant as compared with the WUF-W, FF and RBS connections against the failure of the column. Failure load in WFP

---

**Abstracts**

---

connection is twice of other connection, and according to the analytical results, this connection is suitable for HLOP structures. In all connections, rotation capacity corresponding to collapse prevention against column removal scenario is about twice of the accepted criteria that FEMA 350 has suggested for seismic loads.

**Keyword:** Moment frame, Explicit dynamic analysis, Ductile fracture, Large deformation, Material nonlinearity.