



دانشکده‌ی مهندسی عمران

پایان‌نامه برای دریافت درجه‌ی کارشناسی ارشد

در رشته‌ی مهندسی عمران گرایش سازه

## عنوان :

بررسی رفتار لرزه ای اتصالات خمشی تیر به ستون با مقطع کاهش یافته دارای

ورق های استوانه نیم شده

اساتید راهنما:

دکتر مرتضی نقی پور

دکتر یدالله باطبی مطلق

استاد مشاور:

دکتر سید باقر حسینیان

نام دانشجو:

وحید صدیقی

زمستان ۱۳۹۳

## تشکر و قدردانی

شکر شایان نثار ایزد منان که توفیق را رفیق راهم ساخت تا این پایان نامه را به اتمام برسانم. اینک قبل از هر چیز بر خود لازم می دانم از زحمات بی شائبه اساتید گرانقدر جناب آقای دکتر نقی پور و جناب آقای دکتر باطبی مطلق که استادان راهنما و مشوق اینجانب در انجام پایان نامه بوده اند و هم چنین افتخار کسب فیض در محضر درس ایشان را داشته ام صمیمانه تشکر و قدردانی نمایم. دانش، توجه، همفکری و همیاری این بزرگواران پشتوانه اصلی اینجانب در انجام مراحل این پایان نامه بوده است.

همچنین از جناب آقای دکتر حسینیان که در تمام مراحل این پژوهش بنده را یاری کرده و از تجارب ارزنده شان بهره مند ساختند بسیار سپاسگزارم.

در پایان نیز وظیفه خود می دانم که از پدر و مادر و خانواده عزیزم که با حمایت دلسوزانه ی خود بهترین مشوق من بوده اند تشکر و قدردانی نمایم. شاید جبران گوشه ای از زحماتشان باشد.

## چکیده

پس از وقوع زلزله نورثریج (Northridge) در ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ قاب‌های خمشی بسیاری، از ناحیه اتصال دچار شکست ترد (Brittle fracture) شدند. این زلزله باعث ویرایش مجدد آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌های فلزی شد. آیین نامه ۲۸۰۰ ایران نیز در سال ۱۳۷۶ مجدداً ویرایش شد و در آن لزوم استفاده از سیستم‌های شکل‌پذیر (Ductile) تاکید گردید. برای تأمین شکل‌پذیری و جلوگیری از ایجاد شکست ترد در اتصالات، تغییرات زیادی در نحوه اجرای اتصالات سازه‌های فولادی پیشنهاد گردید.

یکی از اتصالاتی که بعد از زلزله نرتریج بسیار مورد بررسی قرار گرفت، اتصال مقاوم خمشی نرم شده موسوم به RBS (Reduced Beam Section) می‌باشد. در این اتصال با کاهش سطح مقطع بال تیر در نزدیکی اتصال تیر به ستون، مقطع بحرانی از مجاورت ستون به محل مقطع کاهش یافته منتقل می‌شود و کاهش سطح مقطع به صورت یک فیوز محافظ برای اتصال عمل می‌کند. اتصالات RBS علیرغم مزایای فراوان، دارای نواقص و کاستی‌هایی همچون مقاومت کم در برابر کماتش جانبی-پیچشی و کماتش‌های موضعی بال و جان می‌باشند که باعث ایجاد محدودیت در استفاده از این اتصال می‌گردند. به همین دلیل اتصال AWRBS با بکارگیری جان موجدار در جهت رفع این کاستی‌ها و با تفکر تضعیف تیر مورد توجه قرار گرفت. در این تحقیق با توجه به رفتار اتصالات AWRBS، استفاده از لوله (با مقاطع استاندارد موجود در اشتال) به جای جان صاف تیر و با تفکر بهبود رفتار این اتصالات مورد بررسی قرار گرفت. این بررسی‌ها با شبیه‌سازی اتصال پیشنهادی در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS تحت بارگذاری چرخه‌ای صورت گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که اتصال مورد بحث توانایی دور کردن و انتقال مفصل پلاستیک از محل اتصال به ناحیه تضعیف شده را دارد. همچنین منحنی رفتار هیستریزس نشان میدهد که نمونه‌ها قابلیت تحمل حداقل ۰/۰۶ رادیان چرخش بدون افت مقاومت قابل ملاحظه را دارا می‌باشند در حالی که صلاحیت برای استفاده از اتصالات مقاوم خمشی در قاب‌های خمشی ویژه حداقل ۰/۰۴ رادیان می‌باشد. علاوه بر این اتصال مذکور رشد مفصل پلاستیک را نسبت به اتصالات AWRBS به تاخیر انداخته و مفصل پلاستیک پایدارتری را نتیجه می‌دهد.

کلمات کلیدی: اتصال RBS، لوله، بارگذاری چرخه‌ای، مفصل پلاستیک، رفتار هیستریزس

## فهرست مطالب

فصل اول : مقدمه	۱
۱-۱-مقدمه	۲
۲-۱-فلسفه شکل پذیری و طراحی لرزه ای اتصالات	۲
۳-۱- قاب های مقاوم خمشی فولادی (MRF)	۴
۴-۱-اتصالات در زلزله نورث ریج	۵
۱-۴-۱-بررسی اتصالات متعارف آسیب دیده در زلزله نورث ریج	۶
۲-۴-۱- اشکالات ایجاد کننده شکست ترد در اتصال متعارف	۹
۳-۴-۱- راهکارهای ارائه شده جهت اصلاح اتصالات رایج	۱۲
۵-۱-روش تحقیق	۱۴
۶-۱-اهداف تحقیق	۱۶
۷-۱- طرح کلی تحقیق	۱۶
فصل دوم: کلیاتی درباره اتصالات	۱۸
۱-۲- انواع اتصالات و قاب های سازه ای	۱۹
۱-۲-۱- اتصالات صلب (گیردار)	۱۹
۲-۱-۲- اتصالات ساده ( مفصل)	۱۹
۳-۱-۲- اتصالات نیمه صلب (پاره گیردار)	۲۰
۲-۲- مفهوم درجه گیرداری اتصال	۲۲
۳-۲- منحنی لنگر - دوران ( $M-\theta$ ) اتصالات	۲۴
۴-۲- مفهوم خط تیر	۲۶
۵-۲- اتصال با مقطع کاهش یافته	۲۸
۱-۵-۲- اتصال RBS	۲۸
۱-۱-۵-۲- مزایای استفاده از اتصالات RBS	۳۱
۲-۱-۵-۲- تعریف پارامترهای اتصال RBS	۳۲
۲-۵-۲- اتصال با جان شکافته	۳۴

۳۵	..... اتصال با کاهش جان تیر (RWS) ۳-۵-۲
۳۷	..... اتصال AW-RBS ۴-۵-۲
۳۷	..... تیرهای فولادی با جان موجدار ۱-۴-۵-۲
۳۸	..... استفاده از جان موجدار در اتصالات خمشی ۲-۴-۵-۲
۴۰	..... مروری بر مطالعات انجام شده ۶-۲
۴۰	..... اثر پارامترهای موثر بر عملکرد اتصالات استخوانی ۱-۶-۲
۴۱	..... بررسی اثر چشمه اتصال و نوع اتصال جان تیر به ستون در اتصال RBS ۲-۶-۲
۴۳	..... رفتار اتصالات RBS بزرگ اندازه ی ساخته شده از فولاد مقاومت بالا ۳-۶-۲
۴۴	..... بررسی اثرات لاغری بال و جان تیر اتصال کاهش یافته ۴-۶-۲
۴۶	..... اتصال جدید مرکب کاهش یافته ۵-۶-۲
۴۸	..... اتصال با جان کاهش یافته ۶-۶-۲
۵۰	..... بررسی استفاده از ورق موجدار در جان تیر ۷-۶-۲
۵۱	..... بررسی آزمایشگاهی اتصال AW-RBS ۸-۶-۲
۵۳	..... استفاده از اتصال AW-RBS در تیرهای با مقاطع دویل ۹-۶-۲
۵۴	..... نتیجه گیری ۷-۲
۵۵	..... فصل سوم: معرفی مدل ها و نحوه مدلسازی ۵۵
۵۶	..... ۱-۳- مقدمه ۵۶
۵۶	..... ۲-۳- مقدمه ای کوتاه درباره ABAQUS ۵۶
۵۶	..... ۱-۲-۳- اصول اولیه نرم افزار ABAQUS ۵۶
۵۷	..... ۲-۲-۳- ماژول ها در ABAQUS ۵۷
۵۹	..... ۳-۳- طراحی اتصال RBS و AW-RBS ۵۹
۶۳	..... ۴-۳- ساخت مدل ۶۳
۶۳	..... ۱-۴-۳- تعیین خصوصیات مواد و اختصاص آنها به اجزا مدل ۶۳
۶۴	..... ۲-۴-۳- شرایط مرزی و بارگذاری ۶۴
۶۶	..... ۳-۴-۳- المان ها و مش بندی ۶۶
۶۷	..... ۵-۳- روابط و تعریف متغیرها ۶۷
۶۷	..... ۶-۳- مشخصات اتصالات مدل شده در ABAQUS ۶۷
۷۲	..... فصل چهارم : بررسی رفتار اتصالات مدل شده ۷۲
۷۳	..... ۱-۴- مقدمه ۷۳

۷۳	۲-۴- بررسی صحت مدل‌سازی
۷۴	۳-۴- رفتار چرخه ای نمونه های مدل شده
۹۱	۴-۴- بررسی تاثیر فاصله محل قرارگیری لوله از بر ستون
۹۴	۵-۴- مقایسه رفتار مفصل پلاستیک در اتصال با لوله و نبشی
۹۸	فصل پنجم : نتیجه گیری و پیشنهادات
۹۹	۱-۵- نتیجه گیری
۱۰۱	۲-۵- پیشنهاد برای تحقیقات آتی
۱۰۲	مراجع

## فهرست شکل ها

- شکل ۱-۱ حلقه های زنجیره پائولی..... ۳
- شکل ۲-۱ اتصال خمشی رایج قبل از زلزله نورث ریج..... ۵
- شکل ۳-۱ ناحیه شروع خرابی در اتصالات تیر به ستون..... ۷
- شکل ۴-۱ شکستگی های گره تیر به ستون..... ۷
- شکل ۵-۱ شکست های ستون..... ۸
- شکل ۶-۱ شکست قائم در طول ورق برشی..... ۸
- شکل ۷-۱ نمونه هایی از اتصالات پس از زلزله نورث ریج..... ۱۳
- شکل ۸-۱ انواع زیر سازه های قابل ساخت در آزمایشگاه و قابل مدلسازی در نرم افزار..... ۱۵
- شکل ۹-۱ دو نمونه متفاوت زیر سازه ساخته شده در آزمایشگاه..... ۱۵
- شکل ۱-۲ دو نوع اتصال ساده اجرایی..... ۲۰
- شکل ۲-۲ اتصال با نبشی های فوقانی و نشمین..... ۲۱
- شکل ۳-۲ اتصال نیمه صلب با نبشی نشمین و ورق فوقانی..... ۲۱
- شکل ۴-۲ فرضیات شرایط تکیه گاهی..... ۲۲
- شکل ۵-۲ منحنی لنگر دوران برای برخی از اتصالات پر کاربرد..... ۲۴
- شکل ۶-۲ نمودار لنگر - چرخش سه نوع اتصال..... ۲۵
- شکل ۷-۲ لنگر-دوران برای معادلات شیب و افت (جهت مثبت لنگر ها)..... ۲۶
- شکل ۸-۲ منحنی لنگر-دوران و خطوط تیر..... ۲۸
- شکل ۹-۲ اتصال RBS با برش دایره ای..... ۲۹
- شکل ۱۰-۲ انواع اتصال RBS..... ۳۰
- شکل ۱۱-۲ هندسه اتصال RBS با برش شعاعی..... ۳۲
- شکل ۱۲-۲ اتصال با جان شکافته با جوش تیر به ستون..... ۳۵

- شکل ۲-۱۳ اتصال با جان شکافته با ورق های فوقانی و تحتانی ..... ۳۵
- شکل ۲-۱۴ اتصال کاهش یافته با برش گوه ای در جان تیر..... ۳۶
- شکل ۲-۱۵ پیکر بندی اتصال AW-RBS با ستون قوطی..... ۳۹
- شکل ۲-۱۶ مشخصات کلی نمونه ها..... ۴۰
- شکل ۲-۱۷ منحنی هیستریزیس برای اثر نوع اتصال جان تیر به بال ستون..... ۴۲
- شکل ۲-۱۸ مقایسه اثر چشمه اتصال در ایجاد کمانش جانبی-پیچشی..... ۴۳
- شکل ۲-۱۹ جزئیات نمونه های آزمایشی چن و تو..... ۴۴
- شکل ۲-۲۰ رفتار هیستریزیس نمونه های آزمایش شده توسط چن و تو..... ۴۴
- شکل ۲-۲۱ منحنی لنگر-دوران نمونه های مدلسازی شده..... ۴۶
- شکل ۲-۲۲ پیکره بندی اتصال مرکب پیشنهادی..... ۴۷
- شکل ۲-۲۳ رفتار هیستریزیس مدل های اتصال مرکب پیشنهادی..... ۴۷
- شکل ۲-۲۴ اتصال با جان کاهش یافته با ایجاد فضای باز شو در جان..... ۴۹
- شکل ۲-۲۵ مدل اجزا محدود اتصال پیشنهادی هدایت وسیلیکاگ..... ۴۹
- شکل ۲-۲۶ توزیع کرنش پلاستیک اتصال پیشنهادی هدایت وسیلیکاگ..... ۴۹
- شکل ۲-۲۷ اتصال RBS نوین پیشنهادی ایمان پور و همکاران..... ۵۰
- شکل ۲-۲۸ کانتور تنش حاصل از آنالیز نرم افزار ABAQUS..... ۵۱
- شکل ۲-۲۹ پیکره بندی اتصال AW-RBS پیشنهادی میرقادری و همکاران..... ۵۲
- شکل ۲-۳۰ رفتار چرخه ای نمونه های آزمایشگاهی..... ۵۳
- شکل ۳-۱ شماتیک مراحل آنالیز در نرم افزار ABAQUS..... ۵۶
- شکل ۳-۲ نیروهای موجود در محل مفصل پلاستیک برای محاسبه برش..... ۶۰
- شکل ۳-۳ نحوه انتقال ممان از مفصل پلاستیک به ستون..... ۶۱
- شکل ۳-۴ دیاگرام تنش-کرنش مفروض برای مدل ها..... ۶۴
- شکل ۳-۵ شرایط مرزی نمونه های مدل شده..... ۶۵
- شکل ۳-۶ نمودار تاریخچه بارگذاری طبق الگوی استاندارد پیشنهاد شده توسط آیین نامه AISC..... ۶۵
- شکل ۳-۷ نمونه ای از مش بندی مدل ها..... ۶۶



شکل ۳-۸ اتصال مدل ۱.....	۶۸
شکل ۳-۹ اتصال مدل ۲.....	۶۸
شکل ۳-۱۰ اتصال مدل ۳.....	۶۸
شکل ۳-۱۱ اتصال مدل ۴.....	۶۹
شکل ۳-۱۲ اتصال مدل ۵ تا ۹ و ۱۶ تا ۱۹.....	۶۹
شکل ۳-۱۳ اتصال مدل ۱۰ تا ۱۴.....	۷۰
شکل ۳-۱۴ اتصال مدل ۱۵.....	۷۰
شکل ۳-۱۵ اتصال مدل ۲۰.....	۷۰
شکل ۴-۱ منحنی هیستریزیس مدل میرقادری و نتایج حاصل از ABAQUS.....	۷۴
شکل ۴-۲ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱.....	۷۵
شکل ۴-۳ توزیع تنش فون میسز مدل ۱ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۷۵
شکل ۴-۴ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۲.....	۷۶
شکل ۴-۵ توزیع تنش فون میسز مدل ۲ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۷۶
شکل ۴-۶ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۳.....	۷۷
شکل ۴-۷ توزیع تنش فون میسز مدل ۳ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۷۷
شکل ۴-۸ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۴.....	۷۸
شکل ۴-۹ توزیع تنش فون میسز مدل ۴ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۷۸
شکل ۴-۱۰ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۵.....	۷۹
شکل ۴-۱۱ توزیع تنش فون میسز مدل ۵ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۸۰
شکل ۴-۱۲ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۶.....	۸۰
شکل ۴-۱۳ توزیع تنش فون میسز مدل ۶ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۸۱
شکل ۴-۱۴ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۷.....	۸۱
شکل ۴-۱۵ توزیع تنش فون میسز مدل ۷ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۸۲
شکل ۴-۱۶ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۸.....	۸۲
شکل ۴-۱۷ توزیع تنش فون میسز مدل ۸ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۸۳
شکل ۴-۱۸ توزیع تنش فون میسز مدل ۹ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....	۸۴

- شکل ۴-۱۹ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱۰.....۸۵
- شکل ۴-۲۰ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۰ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۸۵
- شکل ۴-۲۱ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱۱.....۸۶
- شکل ۴-۲۲ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۱ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۸۶
- شکل ۴-۲۳ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱۲.....۸۷
- شکل ۴-۲۴ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۲ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۸۷
- شکل ۴-۲۵ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱۳.....۸۸
- شکل ۴-۲۶ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۳ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۸۸
- شکل ۴-۲۷ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ۱۴.....۸۹
- شکل ۴-۲۸ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۴ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۸۹
- شکل ۴-۲۹ توزیع تنش فون میسز مدل ۱۵ در زاویه تغییر مکان طبقه ۰/۰۴ رادیان.....۹۰
- شکل ۴-۳۰ نمودار لنگر - زاویه تغییر مکان نسبی طبقه مدل ها با تغییر پارامتر a.....۹۳
- شکل ۴-۳۱ پروفیل طولی کرنش محوری در ناحیه تضعیف شده تیر با نبشی.....۹۵
- شکل ۴-۳۲ پروفیل طولی کرنش محوری در ناحیه تضعیف شده تیر با لوله.....۹۵
- شکل ۴-۳۳ پروفیل قائم کرنش محوری در ناحیه تضعیف شده تیر با نبشی.....۹۶
- شکل ۴-۳۴ پروفیل قائم کرنش محوری در ناحیه تضعیف شده تیر با لوله.....۹۶
- شکل ۴-۳۵ کرنش پلاستیک فون میسز در اتصال کاهش یافته با نبشی.....۹۷
- شکل ۴-۳۶ کرنش پلاستیک فون میسز در اتصال کاهش یافته با لوله.....۹۷

## فهرست جدول ها

- جدول ۱-۲ مقایسه ی هزینه ی نسبی اتصالات خمشی.....۳۲
- جدول ۲-۲ مشخصات نمونه های آزمایش اثر نوع اتصال در تحقیق لی و همکاران.....۴۱
- جدول ۳-۲ مشخصات نمونه های آزمایش اثر چشمه اتصال در تحقیق لی و همکاران.....۴۱
- جدول ۴-۲ مشخصات نمونه های مدلسازی شده.....۴۵
- جدول ۱-۳ مقادیر مفروض تنش و کرنش برای فولاد ST37.....۶۳
- جدول ۲-۳ مشخصات نمونه ها.....۷۱
- جدول ۳-۳ مقادیر مختلف برای پارامتر  $a$  ورق موجدار.....۷۱
- جدول ۱-۴ خلاصه نتایج حاصل از آنالیز مدل ها.....۹۱
- جدول ۲-۴ مقادیر لنگر خمشی نمونه ها با تغییر پارامتر  $a$ .....۹۲

## فصل اول : مقدمه

## ۱-۱- مقدمه

از دیدگاه سازه ای، عبارت طراحی به مجموعه ای از قواعد علم ساخت و ساز اطلاق می گردد که هدف آن به وجود آوردن سازه ای می باشد که از نظر شکل و ابعاد، خواست های مربوط به کارایی، پایداری و زیبایی را به طور همزمان و در طی یک طرح، برآورده سازد. هدف اصلی طراحی سازه، ساخت سازه ای است که در آن نه تنها هزینه های اولیه ساخت در نظر گرفته می شود، بلکه هزینه های مربوط به نگهداری، تخریب و زوال های احتمالی نیز به همراه مزایای سازه ای ایجاد شده لحاظ می گردند. از این رو طراحی بهینه ی سازه احتیاج به فهم صحیح از کلیه قوانین حاکم بر موارد فوق دارد.

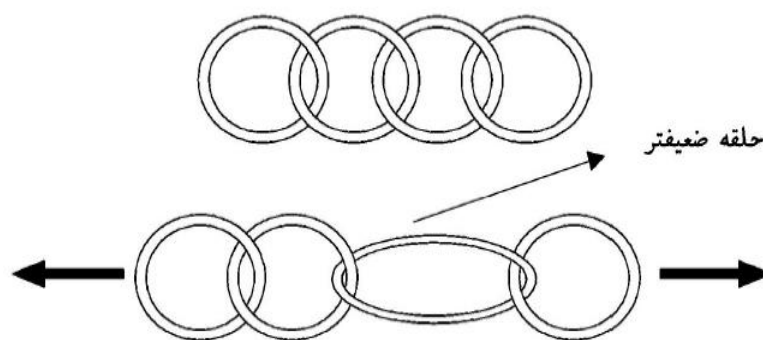
اهداف ذکر شده برای طراحی سازه ها در برابر عواملی مانند بارهای زنده، مرده و برف با دشواری کمتری قابل حصول هستند، در حالی که برای طراحی سازه در برابر عوامل دیگری مانند گردبادها، سیل و زلزله با دشواری حاصل می گردند. منشأ این دشواری، ماهیت به شدت احتمالاتی این پدیده ها و نیز وابسته بودن رفتار سازه به شدت و نوع این بارها می باشد. تاکنون در میان این عوامل، زلزله عامل ۶۰٪ از تلفات جانی ناشی از حوادث طبیعی پیش بینی نشده، بوده است [۱]. بنابراین طراحی مناسب سازه در مقابل زلزله و ارائه روشی مشخص برای اطمینان از عملکرد سازه در حین زلزله از اهمیت خاصی برخوردار است.

## ۱-۲- فلسفه شکل پذیری و طراحی لرزه ای اتصالات

به طور کلی رویکرد مهندسی به طراحی جنبه کمی داشته و اعضاء سازه ای باید به گونه ای انتخاب و جزئیات بندی شوند که در مقابل تلاش های حاصل از کلیه عوامل از جمله زلزله، پاسخگو باشند. اما طراحی برای بزرگترین نیروهای قابل تصور که از بزرگترین زلزله ی پیش بینی شده برای یک ساختگاه حاصل می گردد، غیرمنطقی بوده و از نظر اقتصادی نیز قابل قبول نمی باشد. بنابراین طراحی برای سطح پایین تری از نیروها صورت می گیرد. پس منطقی است که نقاطی از سازه در مقابل تلاش های ایجاد شده ناشی از نیروی زلزله، متحمل آسیب های موضعی مانند رسیدن به حد کمانش و یا جاری شدن شوند. اما ذکر این نکته حائز اهمیت است که در یک طرح مناسب لرزه ای، سازه ضمن تحمل آسیب های موضعی ایجاد شده، از

پایداری و یکپارچگی کلی برخوردار باشد. دنبال کردن این روش به طراحی لرزه ای سازه ها می انجامد. در این روش، سازه به گونه ای تحلیل و طراحی می گردد که نقاط پیش بینی شده برای تحمل آسیب های موضعی، قسمت اعظم انرژی لرزه ای وارد شده به سازه را جذب نموده و خود قادر باشند تغییر شکل های خمیری را بدون کاهش قابل ملاحظه ای در مقاومت تحمل نمایند، و در این حال، دیگر اعضای سازه نیز در محدوده تقریباً الاستیک باقی بمانند. توانایی تحمل تغییر شکل های خمیری بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت، نشانگر شکل پذیری اعضای سازه و معیاری برای تعیین رفتار مناسب سازه طی زلزله های شدید می باشد.

پروفسور پاولی اهل نیوزلند که یکی از بزرگان طراحی لرزه ای در دنیا بوده است و ابداع روش ظرفیتی در طرح سازه ها<sup>۱</sup> را به او نسبت می دهند، سازه را همانند چند حلقه زنجیر به هم متصل مانند شکل (۱-۱) مثال می زند و اعتقاد دارد که در طراحی لرزه ای حتماً لازم است تا یکی از این حلقه ها به عمد ضعیفتر تناسب دهی شود تا در زلزله حتماً وارد ناحیه غیرخطی شود و باعث اتلاف انرژی زلزله گردد [۱]. برای اینکار لازم است دو کار انجام گیرد:



شکل ۱-۱ حلقه های زنجیره پائولی

- (۱) جزئیات بندی در ناحیه ضعیفتر به گونه ای باشد که در تغییر شکل های بزرگ دچار ناپایداری و زوال نشود.
- (۲) بقیه حلقه های زنجیر به گونه ای طراحی شوند که دارای چنان مقاومتی باشند که با رسیدن حلقه شکل پذیر به حد مقاومتش هم چنان در ناحیه الاستیک باقی بمانند.

با پذیرفتن اینکه بعضی از اجزای سازه به صورت شکل پذیر عمل کنند ( حلقه شکل پذیر )، در حقیقت مقادیری خرابی در سازه پذیرفته شده است که البته این خرابی ها نباید منجر به فرو ریزش سازه شود. بدین ترتیب این ایده پس از مطرح شدن به شدت از سوی دانشمندان و مهندسان دیگر کشورها مورد استقبال قرار گرفت و به طور مستقیم وارد آیین نامه ها شد.

### ۱-۳- قاب های مقاوم خمشی فولادی (MRF)<sup>۱</sup>

قاب مقاوم خمشی فولادی، سیستمی می باشد که اتصالات بین تیر و ستون آن بگونه ای طراحی می شوند که انرژی زیادی تلف نمایند و کمک اساسی به شکل پذیری سیستم کنند. ساختمان های با قاب مقاوم خمشی فولادی نیز، به گونه ای طراحی می شوند که بتوانند در برابر لرزش زمین، با فرض انجام تغییر شکل های پلاستیک بزرگ، مقاومت کنند و زوال مقاومت خمشی نداشته باشند. تغییر شکل های پلاستیک شامل دوران پلاستیک در تیرها و در ناحیه اتصال تیر به ستون می باشد که باید قادر به اتلاف انرژی زلزله که به سازه وارد می شود، باشند. خسارات سازه ای نیز باید بصورت جاری شدن و کماتش موضعی اعضای سازه و نه از طریق شکست ترد اتصال و اعضاء سازه باشند.

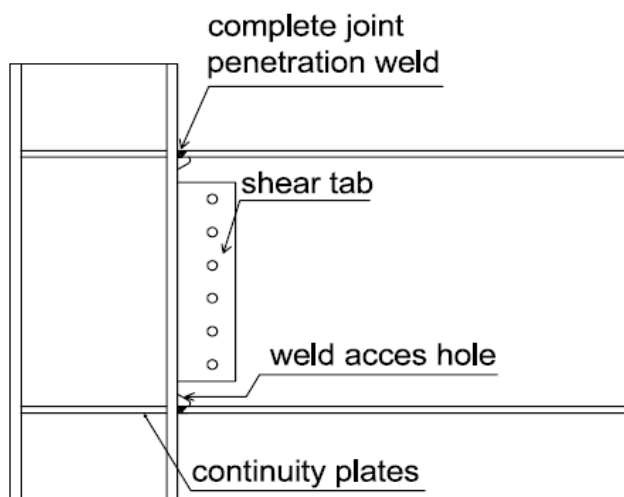
بر اساس همین اصل، آیین نامه های طراحی اجازه می دهند که قابهای خمشی فولادی، با مقاومتی کمتر از مقاومت حد الاستیک خود در مقابل زلزله های طرح، طراحی شوند. فرض اساسی در قاب های مقاوم خمشی فولادی این است که شکل پذیری این سیستمها از طریق جاری شدن ناحیه اتصال تیر به ستون تامین شود. جاری شدن این ناحیه ممکن است از طریق بوجود آمدن مفصل پلاستیک در تیرها ( یا در ستون ها که مطلوب نمی باشد) و یا از طریق جاری شدن برشی<sup>۲</sup> ناحیه چشمه اتصال تیر به ستون و یا ترکیبی از حالات فوق اتفاق بیافتد.

۱- Moment Resistance Frames

۲- Shear Yielding

## ۱-۴- اتصالات در زلزله نورثریج<sup>۱</sup>

از اوایل سال ۱۹۶۰ میلادی مهندسين شروع به استفاده از ساختمان های فلزی قاب خمشی جوشی کردند که در آیین نامه ها به عنوان شکل پذیرترین سیستم سازه ای مطرح می شد. اتصالات در سازه های قاب خمشی نقش عضو باربر جانبی نیروی زلزله را ایفا می کند. پیش از زلزله ۱۹۹۴ نورثریج مهندسين بر این باور بودند که اتصالات خمشی متعارف بکار برده شده در سازه های فلزی قاب خمشی مطابق شکل (۱-۲) دارای این قابلیت هستند که دوران پلاستیک بزرگی تا میزان ۰/۰۲ رادیان و یا بیشتر را تحمل کنند، بدون اینکه کاهش چشم گیری در میزان مقاومت آنها حاصل شود. حتی بسیاری از آنها تصور می کردند که ساختمان های فلزی قاب خمشی در برابر زلزله آسیب ناپذیر هستند و احیاناً در صورت وجود آسیب و خرابی، این خرابی تنها محدود به جاری شدن اعضا و اتصالات (که شکل پذیر فرض می شدند) می شود و فروریزش در برابر بارهای ناشی از زلزله غیرممکن تصور می شد. با این باور، تعداد زیادی از سازه های صنعتی، تجاری و آموزشی به خصوص در غرب آمریکا با استفاده از این سیستم باربر لرزه ای جانبی طراحی و ساخته شدند.



شکل ۱-۲ اتصال خمشی رایج قبل از زلزله نورثریج [۲]

زلزله ای که در ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ در آمریکا رخ داد، این باور مهندسين را به چالش واداشت و برای مهندسين آشکار شد که اتصالات قاب خمشی فولادی به آن اندازه ای که تصور می شد شکل پذیر نیستند.



ساختمانهای آسیب دیده، دامنه بسیار وسیعی از یک طبقه تا ۲۶ طبقه و ساختمان های با عمر حدود ۳۰ سال تا در سازه های در حال ساخت را شامل می شد.

این ساختمان های آسیب دیده در ناحیه جغرافیایی وسیعی پخش شده بودند و حتی شامل مناطقی که سطح زلزله متوسطی را تجربه کرده بودند نیز می شد. مشاهدات عینی نشان داد که تعداد زیادی از این خرابی ها در سازه های مختلف، مشابه هستند. از اینجا بود که مهندسين به دلایل اینگونه خرابی ها در ساختمان ها، در زلزله های گذشته که تا آن زمان برایشان نامعلوم بود، پی بردند. تحقیقات بعدی نشان داد برخی آسیب هایی که به ساختمان ها در زلزله های سال ۱۹۹۲ لندرز<sup>۱</sup>، سال ۱۹۹۲ بیگ بیر<sup>۲</sup> و ۱۹۸۹ لوما پریتا<sup>۳</sup> وارد آمده بود نیز شامل همین نوع خرابی ها بودند. اساساً، ساختمان های قاب خمشی فولادی آسیب دیده در زلزله نورتریج آنچنان که پیش بینی می شد رفتار نکرده بودند و ضررهای اقتصادی زیادی ناشی از خرابی اتصالات بوجود آمد. این در حالی بود که خیلی از این ساختمان ها زلزله ای کمتر از زلزله طرح را تجربه کرده بودند. این ضررهای اقتصادی شامل هزینه های مستقیم مربوط به بررسی و تعمیر خرابی ها و هزینه های غیر مستقیم شامل از دست دادن موقت یا طولانی مدت فضاهای ساختمانی آسیب دیده بود [۲].

#### ۱-۴-۱- بررسی اتصالات متعارف آسیب دیده در زلزله نورتریج

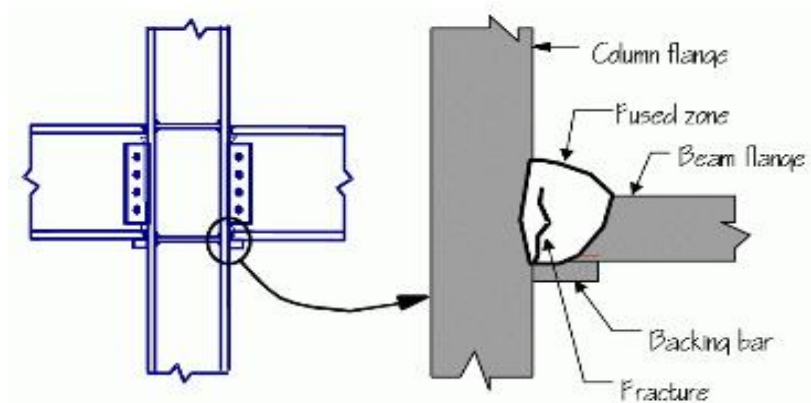
مشاهداتی که از خسارت ساختمان ها در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج صورت پذیرفت، نشان داد که در بسیاری از موارد، پیش از آغاز رفتار مورد بحث، شکستگی ترد در مقادیر بسیار کم تغییر شکل پلاستیک اتصال آغاز می شود و حتی در برخی موارد، در زمانی که سازه هنوز در مرحله الاستیک داشت، این مسأله رخ داده است. عموماً و البته نه همیشه، شکستگی از محل جوش اتصال بال پایینی تیر به ستون به وجود آمده که یک جوش نفوذی کامل می باشد (شکل ۱-۳). در بعضی موارد، شکست در تمام ضخامت جوش گسترش یافته بود و هنگامی که سطح محافظ آتش برداشته شد شکست ها بصورت ترک در جوش یا فلز پشت آن

۱-Landers

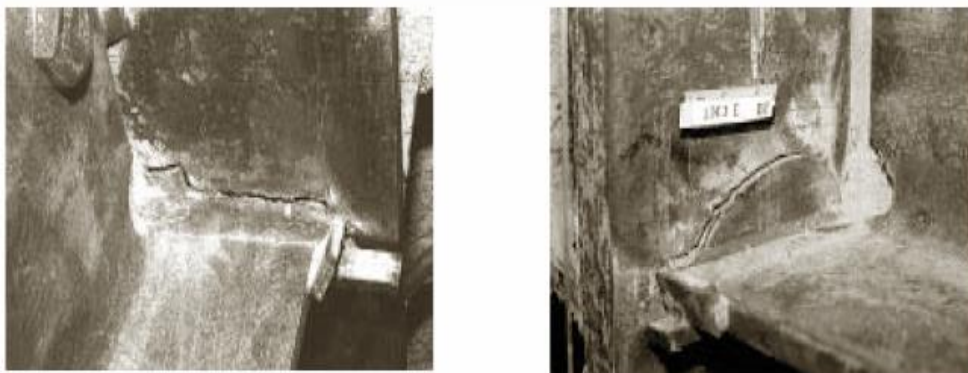
۲-Big Bear

۳-Loma Prieta

مشاهده شد. در بعضی موارد، شکست تا بال ستون پشت جوش پیش رفته بود (شکل ۱-۴). در این موارد به غیر از قسمتی از بال ستون که توسط بال تیر مقید شده بود، قسمت بالاتر به بیرون کشیده شده بود. این الگوی شکست بعداً به شکست divot یا nugget معروف شد. پس از ایجاد شکستگی در این قسمت، نحوه حرکت ترک در نمونه های مختلف، متفاوت بوده است و با شروع آن بسته به شرایط خاص گره، شکست در مسیرهای مختلفی پیش روی کرده بود. هنگامی که این شکست ها به وجود می آیند، اتصال تیر به ستون، افت سختی و افت مقاومت خمشی زیادی پیدا کرده و نمی تواند در برابر بارهایی که تمایل به بازکردن ترک ها دارند، مقاومت کنند [۲].



شکل ۱-۳ ناحیه شروع خرابی در اتصالات تیر به ستون [۲]



شکل ۱-۴ شکستگی های گره تیر به ستون [۲]



شکل ۱-۵ شکست های ستون [۲]

تعدادی از شکست ها کاملاً در بال ستون پیشروی کرده بودند که این شکست در طول صفحه ای افقی نزدیک به بال پایین تر گسترش یافته بود (شکل ۱-۴). در بعضی موارد حتی این شکست به جان ستون و چشمه اتصال هم راه یافته بود (شکل ۱-۵). گزارش هایی مبنی بر اینکه برخی ستون ها کاملاً از مقطع عرضی شکسته بودند نیز وجود دارد. هنگامی که این شکست ها بوجود می آیند، اتصال تیر به ستون افت سختی و مقاومت خمشی زیادی پیدا کرده و نمی تواند در برابر بارهای که تمایل به باز کردن ترک ها دارند مقاومت کند. بدین ترتیب سختی و مقاومت خمشی باقی مانده تنها توسط زوج نیرویی شامل نیروهای منتقل شده از اتصال بال بالایی و پیچ های جان تامین می گردد. اما، در فراهم کردن این سختی و مقاومت باقی مانده، پیچ های جان نیز در معرض شکست قرار می گیرند. این شکست ها شامل شکست جوش های ورق برشی به ستون مطابق شکل (۱-۶) و شکست جوش های کمکی به جان تیر یا شکست در مقطع ضعیف ورق برشی در ردیف سوراخ های پیچ ها می باشد [۲].



شکل ۱-۶ شکست قائم در طول ورق برشی [۲]

## ۱-۴-۲- اشکالات ایجاد کننده شکست ترد در اتصال متعارف

بعد از زلزله نورثریچ، در ابتدا موسسه‌هایی مثل AISC و AWS مسئولیت بررسی علل این خسارات را بر عهده گرفتند. ولی در سپتامبر ۱۹۹۴ کمیته‌ای ویژه به نام SAC تشکیل گردید که متشکل بود از سه گروه:

(۱) انجمن مهندسين سازه كاليفرنيا<sup>۱</sup> (SEAOC)

(۲) شورای تکنولوژی کاربردی<sup>۲</sup> (ATC)

(۳) بخش تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه های كاليفرنيا<sup>۳</sup> (CUREE)

این گروه وظیفه بررسی علل خسارت و پیشنهاد راه‌حلی برای بهبود رفتار اتصالات را برعهده داشت. در این میان FEMA<sup>۴</sup> نیز آمادگی خود را برای انجام مطالعات اعلام نمود.

عمده مسیر تحقیقات، کشف علل شکست اتصالات و ارائه راهکارهای موثر جهت به دست آوردن اتصالاتی مقاوم در برابر زلزله بود. در بررسی های به عمل آمده مشخص گردید که در بسیاری از موارد شکست ترد اتصالات، در محدوده زیر حد خمیری مقاطع اتفاق افتاده و بیشتر در حالتی رخ داده اند که مقاطع فولادی قاب ساختمانی هنوز در حد الاستیک باقی مانده است و این امر تجدید نظر جدی در روند طراحی اتصالات و تدوین آیین نامه های جدید را ضروری می نمود. بررسی ها همچنین نشان دادند که اغلب آسیب ها در ناحیه اتصال (جوش نفوذی بال تیر به بال ستون) رخ داده که به تدریج به سمت بال و جان ستون گسترش یافته اند و دلیل آنرا وجود تنش های برشی عمودی در بال تیر عنوان کرده اند که با تمرکز خود، منجر به شکست اتصال می گردند. به طور کلی خرابی های ناشی از زلزله نورثریچ منشا تحولات و نگرشی جدید در طراحی اتصالات گردید. در حالی که اغلب عقیده بر آن بود که عدم مهارت کافی در

۱-Structural Engineering Association

۲- Applied Technology council

۳- California Universities for Research in Earthquake Engineering

۴- Federal Emergency Manegment Agency