

« بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انجمن تئوری تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر	(استاد مهندسی عمران)	پروفسور آرک مگردیچیان
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۶۶۱۳۹

فکس:

۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

انجمن سازه‌های فولادی ایران

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید.

سال هفتم - ویژه نامه کنفرانس ملی سازه و فولاد

زمستان ۱۳۹۰

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۵

ارزیابی رفتار لرزه ای اتصالات تیر I به ستون قوطی در قاب های خمشی ویژه ۵

زهرا صنیعی نیا، علی مزروعی، مهدی قاسمیه، هادی پزشکی

ارزیابی و مقایسه توزیع‌های ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس در استخراج مشخصات دینامیکی قابهای خمشی فولادی با استفاده از سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای ۱۵

حمیدرضا احمدی، فرهاد دانشجو

بررسی اثر انعطاف پذیری اتصال در ارزیابی خستگی در سکوهاى ثابت فلزی دریایی ۲۵

بهروز عسگریان، پرویز کوزه گر

بررسی اثر انفجار بر عملکرد اتصالات تیر به ستون سپری پیچی با فرض خرابی دیوارهای آجری محصور کننده ۳۳

سید امیرالدین صدرنژاد، مسعود ضیائی

بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل ۴۱

اسلام سازمند، علی اکبر آفاکوچک، علی مزروعی

بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی CONXL با جزئیات جدید تحت بارگذاری چرخه‌ای ۵۳

علیرضا رضاییان، مجید جمال امید، فرهود شهیدی امام جمعه، فرهاد شهیدی امام جمعه

بررسی طیف ظرفیت تغییر مکان قاب فولادی چند طبقه با استفاده از روش انرژی بدون تعیین نقطه کنترل ۶۳

علی گل افشار، فرهاد دانشجو

بررسی شکل پذیری و رفتار چشمه اتصال در اتصال پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران براساس مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی ۷۱

محمدقاسم وتر، محمود میری، فرشاد غفاری، امین حداد

مقایسه معیارهای موجود برای تجمع خسارت خستگی فرا سیکل پایین در اتصال فولادی با ورق های پوششی ۷۹

بهروز بدرخانی آجائی، مهدی قاسمیه

شیوه نگارش ۸۷

فرم عضویت ۸۸

به نام خردورز جهان و خرد

با عرض سلام و تشکر حضور اساتید، دانشجویان، مدیران محترم صنایع تولید فولاد، متخصصین سازه‌های فولادی و تمامی عزیزانی که با ارسال مقاله در کنفرانس سازه و فولاد (۴ و ۵ دی ماه ۱۳۹۰) شرکت نمودند، به استحضار می‌رساند، در طول مدت معینی که برای ارسال چکیده‌ها و اصل مقالات در نظر گرفته شد، که در نهایت پس از بررسی دقیق توسط هیأت داوران، متشکل از اساتید دانشگاه زیر نظر دبیر کنفرانس، حدود ۹۰ مقاله جهت ارائه به صورت سخنرانی و پوستر مورد تأیید قرار گرفت.

همانطور که قبلاً به اطلاع رسانده شده بود، پس از برگزاری کنفرانس مقالات برتر توسط تیمی مرکب از اعضای هیأت تحریریه و هیأت مدیره انجمن جهت چاپ در ویژه نامه نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد انتخاب گردید، که ماحصل آن در دسترس عزیزان قرار می‌گیرد.

امید است کنفرانس ملی سازه و فولاد بتواند در آینده با بین‌المللی شدن، در نیل به اهداف خود موفق و تجربه‌ای مفید برای برگزاری هرچه باشکوه‌تر کنفرانس‌های بعدی سازه و فولاد ایران باشد.

در پایان ضمن تشکر از تلاشهای دست‌اندرکاران کنفرانس و کلیه بزرگوارانی که دعوت ما را پذیرفتند، توفیق همگی را از خداوند منان خواهانم، امیدوارم مدیران، دانش پژوهان و محققین از دست آوردهای علمی کنفرانس استفاده لازم را داشته باشند.

دکتر فرهاد دانشجو

دبیر علمی کنفرانس ملی سازه و فولاد

و سردبیر نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد



ارزیابی رفتار لرزه ای اتصالات تیر I به ستون قوطی در قاب های خمشی ویژه

زهرا صنیعی نیا^۱، *علی مزروعی^۲، مهدی قاسمی^۳، هادی پزشکی^۴

چکیده

این مقاله یک مطالعه تجربی و آزمایشگاهی از رفتار اتصالات تیر I به ستون قوطی می باشد. این اتصال شامل سه دسته اتصال با ورق روسری و زیر سری، اتصال مستقیم با مقطع ثابت و اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته می باشد. به منظور واجد شرایط نمودن این اتصالات در استاندارد ۲۸۰۰ و بهبود شرایط لرزه ای آن، ۶ نمونه آزمایشگاهی تمام مقیاس مطابق آیین نامه های بین المللی، مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور از هر نوع اتصال دو نمونه کاملاً یکسان مورد آزمایش قرار گرفته است. در ابتدا جزئیات مربوط به طراحی، نحوه ساخت، بارگذاری، گزارش آزمایشها و نتایج حاصله بیان می شود. سپس در ادامه مقایسه عددی بین رفتار هیستریزس و عملکرد این سه نوع اتصال با یکدیگر تحت بارگذاری چرخه ای صورت گرفته است.

کلمات کلیدی

اتصال تیر I به ستون قوطی، اتصال با ورق روسری و زیر سری، اتصال مستقیم با مقطع ثابت، اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته، رفتار هیستریزس

۱. دانشجوی دکتری گرایش سازه دانشگاه تهران، saneei@ut.ac.ir

۲. * عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، amazroi@yahoo.com

۳. عضو هیأت علمی دانشگاه تهران، mghassem@ut.ac.ir

۴. دانش آموخته کارشناسی ارشد پژوهشگاه زلزله، hadipezeshki@yahoo.com



امروزه در قاب های خمشی فولادی، مقاطع I در تیرها و مقاطع قوطی شکل نیز در ستون ها به صورت گسترده ای استفاده می شوند. نظر به اینکه این نوع اتصال در استاندارد ۲۸۰۰ [۱] معرفی شده ولی دارای پیش زمینه تحقیقاتی زیادی نمی باشد، بنابراین نیاز است برابر آیین نامه های معتبر بین المللی قبل از استفاده در هر پروژه ای، طبق آزمایشات مشخصی واجد شرایط شود. از جمله مطالعات صورت گرفته بر روی اتصال تیر I به ستون قوطی در داخل کشور می توان به آزمایشات انجام شده توسط مزروعی و همکاران اشاره نمود [۷-۲]. در آزمایشات انجام شده دیگر نتایج نشان داد که وجود سخت کننده های داخلی در مقابل ورق های زیرین و فوقانی اتصال تاثیر قابل ملاحظه ای بر صلبیت اتصال می گذارد [۸]. از جمله مطالعات عددی که در این زمینه انجام شد می توان به بررسی عددی رفتار لرزه ای چشمه اتصال اشاره نمود [۹]. همچنین به منظور ارتقا اینگونه اتصالات، استفاده از ورق های کناری و استفاده از ورق های میانگذر پیشنهاد گردید که به منظور بررسی رفتار این هندسه جدید در اتصال مدل های سه بعدی اجزای محدود غیر خطی تحت بارهای چرخه ای مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۱-۱۰].

همچنین مطالعات بر روی این نوع اتصال در کشور های مختلف در حال انجام است و هر کشور با توجه به روش ساخت خود و همچنین آموخته های حاصل از آموزه های جهانی سعی می کند تا جزئیات و روش ساخت مناسبی را مورد مطالعه قرار داده و ارائه نماید. نمونه هایی از این موارد در کشورهای جنوب شرق آسیا مانند تایوان و همچنین در هند به وضوح قابل مشاهده است [۱۵-۱۲]. از جمله جزئیات ارائه شده برای اتصال تیر I به ستون قوطی استفاده از مقطع افزایش یافته می باشد. به منظور بررسی اثر هندسه افزایش عرض بال، سه هندسه متفاوت مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تقریباً همه نمونه ها از عملکرد مورد انتظار برخوردارند [۱۲]. از جمله راهکارهایی به منظور بهبود

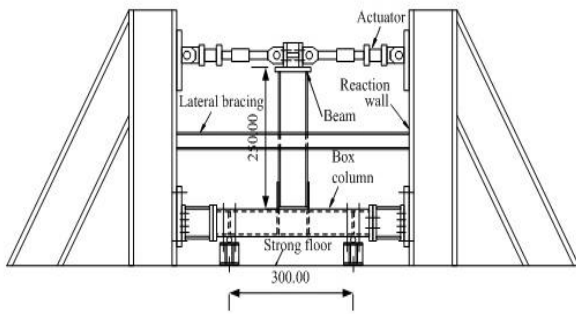
رفتار لرزه ای اینگونه اتصالات استفاده از پشت بند در هر دو طرف بال می باشد [۱۵]. Kim و همکاران [۱۸-۱۶] آزمایشات با جزئیات مناسبی انجام دادند. نتیجه این مطالعات مبنای تحقیقات علمی انتشارات FEMA [۱۹] بوده است. از دیگر جزئیات ارائه شده استفاده از سخت کننده های تی شکل خارجی می باشد لیکن با این نوع اتصال مشکل ضعف چشمه اتصال باقی خواهد ماند [۲۰]. در ادامه در یک مجموعه مطالعات پیوسته اتصالاتی برای مقاطع مرکب مورد بررسی قرار گرفته و نتایج با یکدیگر مقایسه شده اند [۲۱ و ۲۲]. در این مجموعه اتصال تیر پیوسته تقریباً بهترین رفتار را نشان می دهد البته این اتصال از نظر مکانیزم شباهت زیادی به ورق میانگذر دارد، در حالیکه اجرای ورق میانگذر بسیار آسان تر خواهد بود. در بررسی آزمایشگاهی دیگر پارامتر های مختلف از جمله نوع جوش، نوع فولاد، نرخ کرنش و نوع بارگذاری و تاثیر آن بر روی میزان گیرداری اتصال مورد مطالعه قرار گرفت [۲۳].

از آنجاییکه تا کنون با توجه به استفاده گسترده اتصالات تیر I به ستون قوطی در داخل کشور و معرفی این اتصال به عنوان اتصالی مناسب در رفتار لرزه ای قاب های خمشی فولادی در استاندارد ۲۸۰۰، آزمایشات منظم و هدفمندی مبنی بر واجد شرایط نمودن این اتصال مطابق با استاندارد های بین المللی صورت نگرفته است لذا لازم است نا این مهم بر آورده شود. در این مقاله نتایج حاصل از ۶ نمونه آزمایشگاهی با مقیاس واقعی، که شامل ۳ دسته دو تایی اتصال مستقیم تیر با مقطع ثابت، اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته و اتصال تیر با ورق روسری و زیر سری می باشد. جفت انتخاب کردن نمونه ها طبق آیین نامه اتصالات برای واجد شرایط نمودن اتصال در نظر گرفته شده است.

۱- طراحی نمونه های آزمایشگاهی

به منظور تخمین دقیق تری از مقاطع مورد آزمایش، که بیانگر اتصالات متوسط از نظر ظرفیت خمشی باشد، یک ساختمان مسکونی متداول ۱۲ طبقه طراحی شده است و





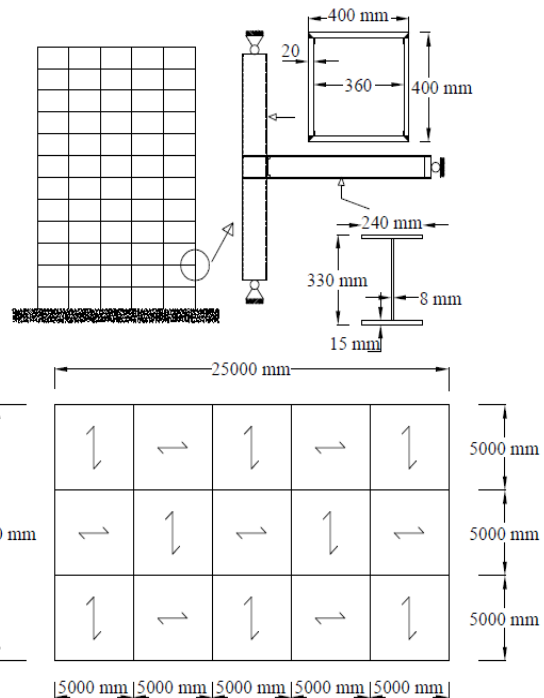
شکل ۲- نحوه SET UP آزمایش

در جدول ۱ مشخصات مصالح اجزای نمونه های آزمایشگاهی ارائه شده است.

الف- اتصال با ورق روسری و زیر سری (CP)

از آنجاییکه در اتصال با ورق های روسری و زیر سری تیر هرگز ستون را لمس نمی کند، لذا انتقال نیرو تنها توسط ورق های پوششی صورت می گیرد. در این نوع اتصال سعی می شود تا با سخت کردن محل اتصال، مفصل پلاستیک خارج از بر اتصال، در خارج از محل ورق های اتصال قرار گیرد از طرفی دیگر طول ورق های روسری و زیر سری بر اساس تقاضای نیروی جوش به منظور انتقال نیرو از تیر به ستون تعیین می شود، در نتیجه به منظور ارضا نمودن هر دو شرط فوق و با توجه به آسانی روش اجرا، ورق روسری می بایست به شکل انگشتی بریده شود؛ جوش گوشه طولی به همراه جوش گوشه عرضی در این ورق ها استفاده می شود. همچنین به منظور محدود

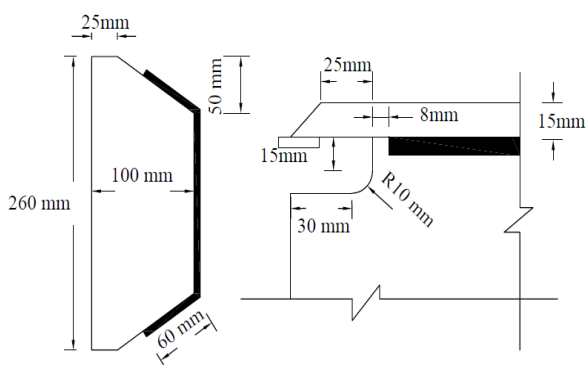
سپس در یکی از محورهای کناری در طبقه اول با توجه به مقاطع بدست آمده برای تیر و ستون محل اتصال را مورد بررسی و ارزیابی قرار داده ایم. پلان ساختمان مسکونی مورد نظر به ابعاد 25×15 متر می باشد. از آنجا که تیرها در باربری خمشی مشارکت دارند از تیر ورق ها از مقاطع قوطی به دلیل بالا بودن مقاومت خمشی و پیچشی در دو جهت انتخاب گردیده است. همچنین فرض شده است خاک زمین نوع III می باشد. در اتصالات نیز در اتصالات جوشی از الکتروود E7018 و E6013 استفاده شده است. شکل ۱ جزئیات مربوط به ابعاد تیر و ستون را نشان می دهد.



شکل ۱- ابعاد هندسی تیر و ستون

شکل ۲ نحوه ابزار بندی آزمایش را نشان می دهد. همچنین در جدول ۱ مشخصات مصالح اجزای نمونه های آزمایشگاهی ارائه شده است.

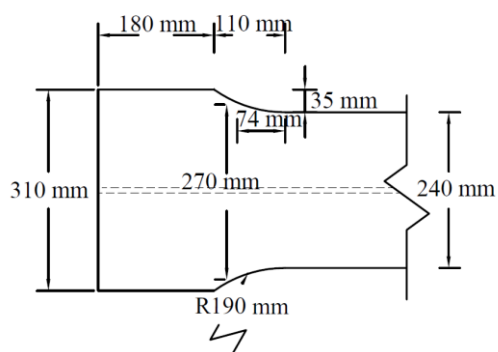
Mechanical properties of the tested steel coupons				
Member	Coupon	Yield Strength (Mpa)	Tensile Strength (Mpa)	Elongation (%)
Beam flange plate	15	351.0	4824.0	29
Beam web plate & shear plate	8	2520.0	3990.0	30.8
Column plate & Bottom plate	20	2530.0	3642.0	36
Continuity plate	25	2520.0	3210.0	32.3
Top plate	30	2170.0	3630.0	29.7



شکل ۴- جزئیات سوراخ دسترسی و ورق برشی در اتصال مستقیم

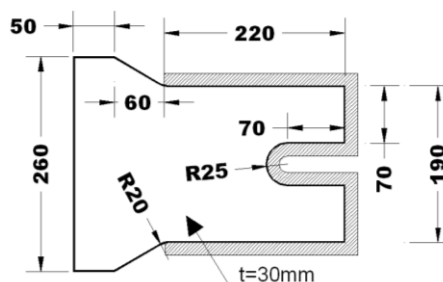
(پ) اتصال با مقطع افزایش یافته (IBS)

در این نوع اتصال، با افزایش عرض بال محل تشکیل مفصل پلاستیک به دور از بر اتصال هدایت می شود. جزئیات افزایش عرض بال تیر مطابق با جزئیات ارائه شده در اتصال RBS معرفی شده در جزئیات AISC2009 می باشد. شکل ۵ جزئیات ورق بال تیر را در این اتصال نشان می دهد.



شکل ۵- جزئیات بال تیر در اتصال با مقطع افزایش یافته

کردن ورق زیر سری از جوش کام به همراه جوش گوشه طولی در ورق زیر سری استفاده می شود. شکل ۳ جزئیات مربوط به این اتصال را نشان می دهد.



شکل ۳- جزئیات مربوط به ورق روسری و زیر سری

(ب) اتصال مستقیم (DC)

در اتصال مستقیم بال و جان تیر به صورت مستقیم به ستون توسط جوش نفوذی متصل می شود. روش طراحی مطابق با جزئیات اتصال WUF-W معرفی شده در AISC2009 [۲۴] می باشد. جزئیات ورق برشی و سوراخ دسترسی در شکل ۴ ارائه شده است.

تفاوت اصلی اتصال با مقطع افزایش یافته با اتصال مستقیم این است که در این اتصال از ورق برشی استفاده نمی شود.

۲- مشاهدات نمونه های آزمایشگاهی

الف) اتصال با ورق پوششی

رفتار دو نمونه آزمایش شده کاملاً شکل پذیر بود به طوریکه در ابتدای بارگذاری رفتاری الاستیک از خود نشان داد. با ادامه بارگذاری در چرخه های ۵ درصد رادیان با گسترش جاری شدن بال تیر و کمانش آن، کمانش جان تیر نیز در ناحیه خارج از اتصال آغاز شد. در چرخه های پایانی ۶ درصد دریافت با کمانش شدید بال و جان تیر برای جلوگیری از آسیب به ابزارآلات آزمایشگاهی، آزمایش متوقف شد. ایجاد تغییر شکل های بزرگ و تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال از نکات مهم این نمونه می باشد (شکل ۶).



شکل ۶- محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال با ورق پوششی

ب) اتصال مستقیم

از نکات مهم مشاهدات دو نمونه مشابه آزمایش شده، می توان به موارد زیر اشاره نمود. در چرخه ابتدایی زاویه ۵ درصد رادیان با افزایش میزان جاری شدن بال و جان تیر، ترک کوچکی در لبه جوش بال تیر به ستون به وجود آمد که از محل اتصال ورق پشت بند به بال تیر آغاز شده و با ادامه بارگذاری در جهت ضخامت بال تیر به طور جزئی ادامه یافت. تا انتهای سیکل اول زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۶/۰ درصد، نمونه تحت اثر ۳۳ سیکل کامل

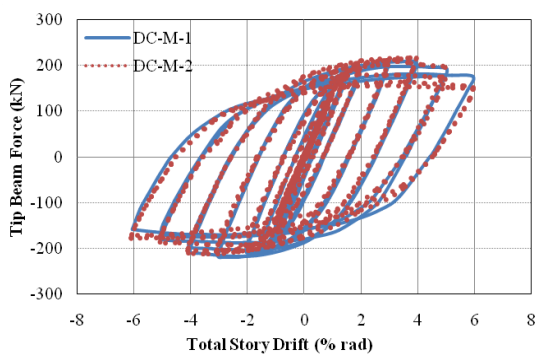
بارگذاری قرار گرفت. با توجه به بسیج شدن نوع ناپایداری نمونه تا این مرحله از رفتار، ناپایداری جدیدی حاصل نگردید و فقط دامنه کلیه کمانش های کلی و جانبی نمونه افزایش یافت. همچنین جوش اتصال بال به جان تیر در طول آزمایش با تحمل تغییر شکل های بزرگ سالم مانده، و هیچ ترکی در آن دیده نشد. در اطراف سوراخ دسترسی نیز هیچ گونه آثاری مبنی بر وجود پارگی یا تمرکز تنش مشاهده نشد. وجود ورق برشی جان توانسته ضعف حاصل از وجود سوراخ دسترسی جوش را در مقطع تیر در بر اتصال بخوبی جبران نموده و جوش های آن به جان تیر و بال ستون در طول آزمایش عاری از هر گونه ترک بوده و سالم باقیمانده است. شکل ۷ جزئیات تشکیل مفصل پلاستیک را نشان می دهد



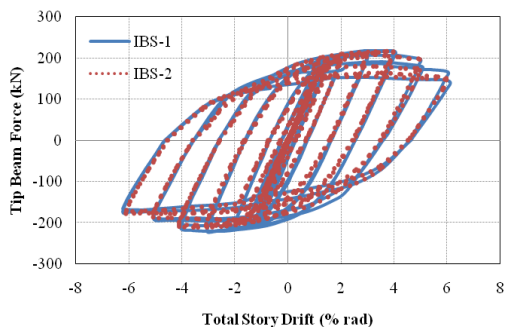
شکل ۷- محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال مستقیم

پ) اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته

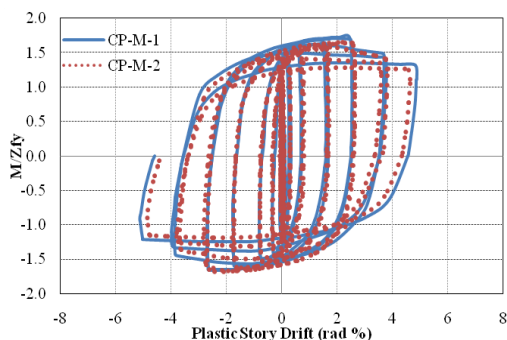
در اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته، در زاویه های ۵ و ۶ درصد رادیان جاری شدن تیر در قسمت بال و جان ادامه یافت بطوری که کمانش های موضعی در بال و جان تیر خارج از محدوده جوش های اتصال اتفاق افتاده و جوش های بال و جان تیر به ستون کاملاً سالم بوده و هیچ گونه گسیختگی و پارگی در آنها مشاهده نشد. آزمایش در انتهای زاویه دوران ۶ درصد برای جلوگیری از آسیب به ابزارهای آزمایشگاهی متوقف گردید. گستره جاری شدگی تیر وسیع بوده و بال تا حدود دو برابر عمق تیر از بر ستون دچار تغییر شکل های پلاستیک گردیده است. اتصال بال به جان تیر تغییر شکل های بزرگی را بدون هیچ گونه گسیختگی و ترک تحمل کرده است. سوراخ دسترسی



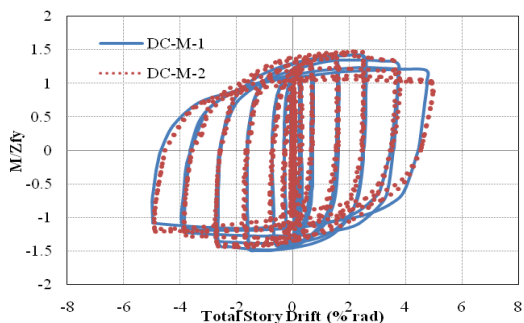
شکل ۱۰- نمودار هیستریزیس در اتصال مستقیم



شکل ۱۱- نمودار هیستریزیس در اتصال با مقطع افزایش یافته

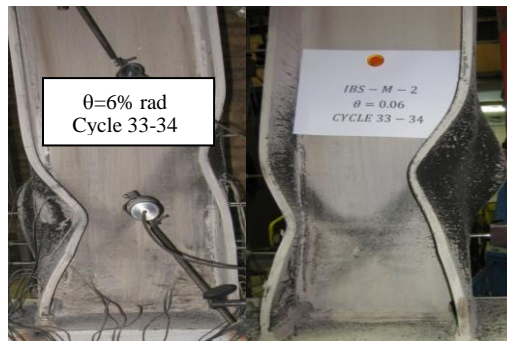


شکل ۱۲- نمودار زاویه تغییر مکان پلاستیک طبقه با لنگر نرمال شده در انتهای تیر



شکل ۱۳- نمودار زاویه تغییر مکان پلاستیک طبقه با لنگر نرمال شده در انتهای تیر در اتصال با مقطع افزایش یافته

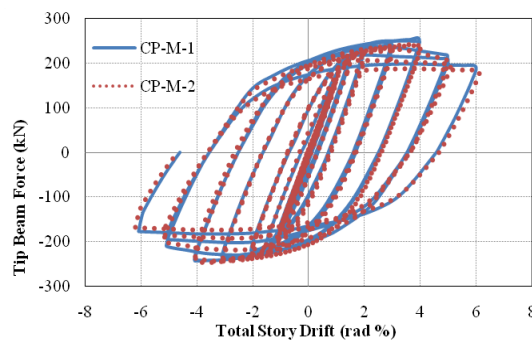
جوش نیز در طی آزمایش کاملاً سالم مانده و هیچ گونه تمرکز تنش و پارگی در اطراف آن دیده نشده است. شکل ۸ جزئیات تشکیل مفصل پلاستیک را نشان می دهد



شکل ۸- محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته

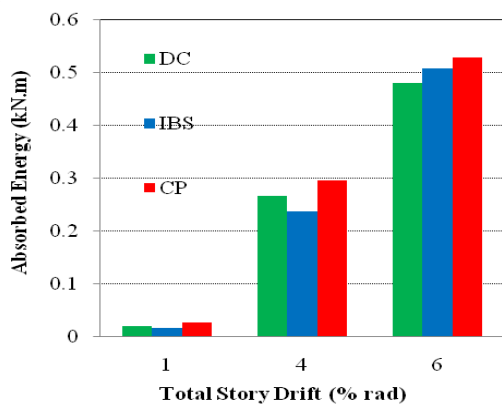
۳- ارزیابی لرزه ای اتصال

این سه نوع اتصال با شرایط پذیرش همچنین در اشکال ۹ الی ۱۱ نمودار زاویه تغییر مکان پلاستیک نسبی طبقه با لنگر نرمال شده در سه دسته اتصال مستقیم، اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته و اتصال با ورق های پوششی ارائه شده است. همچنین در اشکال ۱۲ الی ۱۴ نمودار زاویه تغییر مکان پلاستیک نسبی طبقه با لنگر نرمال شده در سه دسته اتصال مستقیم، اتصال مستقیم با مقطع افزایش یافته و اتصال با ورق های پوششی ارائه شده است.



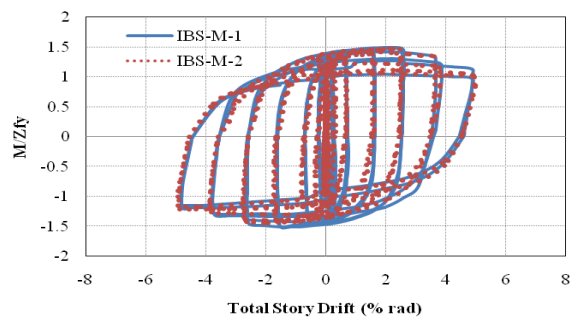
شکل ۹- نمودار هیستریزیس در اتصال با ورق پوششی

FEMA350 نیز نشان می‌دهد که θ_{SD} (زاویه تغییر مکان نسبی در سطح عملکرد کاهش مقاومت) با توجه به افت مقاومت بسیار ناچیز $0/04$ رادیان خواهد بود. به علاوه θ_U (زاویه تغییر مکان نسبی در سطح عملکرد نهایی) نیز می‌تواند برابر حداکثر ظرفیت اتصال یعنی $0/06$ رادیان لحاظ شود. در نتیجه هر سه اتصال با ورق پوششی و اتصال درختی با مقطع ثابت و مقطع متغیر به عنوان اتصال قاب خمشی ویژه ارزیابی می‌گردد. همچنین مقایسه انرژی بین این سه نوع اتصال در شکل ۱۵ نشان می‌دهد که اتصال با ورق پوششی در جذب انرژی از عملکرد بهتری برخوردار است.



شکل ۱۵- مقایسه جذب انرژی بین سه نوع اتصال

مقایسه رفتار برشی چشمه اتصال در نمودار ۱۶ نشان می‌دهد که چشمه اتصال در زاویه تغییر مکان نسبی $0/06$ رادیان، در اتصال با ورق پوششی $0/15$ رادیان و در نمونه اتصال مستقیم با مقطع ثابت $0/23$ و در اتصال درختی متغیر $0/26$ رادیان در زاویه کل تغییر مکان نسبی طبقه مشارکت نموده است. این مقادیر نشان می‌دهد که رفتار چشمه اتصال در دو اتصال درختی با مقطع ثابت و اتصال درختی با مقطع متغیر مشابه یکدیگر است، لیکن چشمه اتصال در اتصال با ورق پوششی رفتار الاستیک بیشتری از خود نشان می‌دهد که این مزیت این نوع اتصال بر اتصالات درختی می‌باشد.



شکل ۱۴- نمودار زاویه تغییر مکان پلاستیک طبقه با لنگر

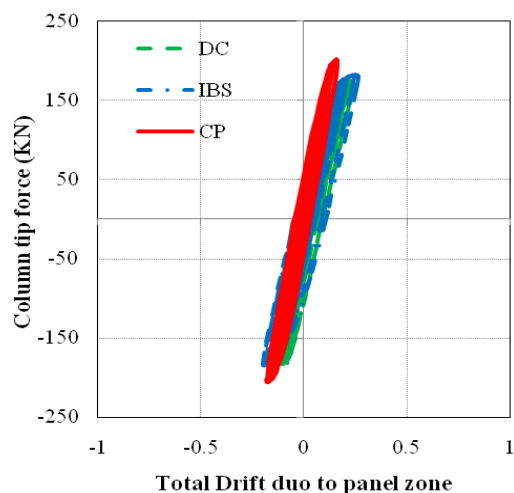
نرمال شده در انتهای تیر در اتصال با مقطع افزایش یافته

مطابق شکل نمونه های آزمایش شده رفتار چرخه ای پایدار و قابل اطمینانی از خود نشان داده اند. در هر دو نمونه آزمایش شده برای هر اتصال، تا زاویه تغییر مکان نسبی طبقه برابر $0/04$ رادیان هیچ گونه زوال مقاومت مشاهده نمی‌گردد و بنابراین هر دو نمونه ضوابط AISC2005 در خصوص تائید صلاحیت اتصال قاب خمشی ویژه را بر آورده می‌نمایند. مطابق این ضوابط نمونه باید بتواند حداقل $0/03$ رادیان زاویه تغییر مکان نسبی طبقه را تحمل نماید و در زاویه $0/04$ رادیان، ظرفیت نمونه از ۸۰ درصد مقدار ظرفیت تیر کمتر نگردد. مطابق نمودارهای فوق اتصال با ورق پوششی (CP) تا $0/04$ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه دچار هیچ گونه افت مقاومتی نشده است و تا $0/06$ رادیان با $0/2$ افت مقاومت مقدار 252 کیلونیوتن را تحمل کرده است. در اتصال درختی با مقطع ثابت (DC) و اتصال درختی با مقطع متغیر (IBS) تا $0/04$ رادیان تغییر شکل نسبی طبقه، روند مشابهی مانند اتصال با ورق زیر سری و رو سری مشاهده می‌شود. لیکن در $0/06$ رادیان اتصال درختی مستقیم و اتصال درختی با مقطع متغیر با باربری 215 کیلو نیوتن افت مقاومت $0/15$ مشاهده می‌شود. مشاهدات نشان می‌دهد که هر سه اتصال، $0/04$ رادیان زاویه تغییر مکان پلاستیک نسبی طبقه (با افت کمتر از $0/2$) را تحمل نموده اند. بر این اساس هر سه اتصال ضوابط AISC1997 برای اتصال قاب خمشی ویژه که در آن حداقل $0/03$ رادیان چرخش غیر الاستیک با حداکثر 20% افت مقاومت خمشی مورد نیاز می‌باشد را برآورده می‌نمایند. بررسی اتصال مطابق ضوابط

چرخه ای در مقایسه با اتصال مستقیم و درختی متغیر ۱۰ درصد بیشتر انرژی جذب می کند. توزیع تنش وان میز و همچنین توزیع کرنش اتصالات نشان می دهد که اتصال مستقیم و اتصال درختی متغیر از یک فیوز قابل اعتمادی تحت بارگذاری چرخه ای برخوردار نیستند. همچنین نتایج آزمایشگاهی نشان داد که چشمه اتصال تحت بارگذاری چرخه ای تقریباً الاستیک باقی خواهد ماند.

مراجع

- [۱] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله؛ استاندارد ۲۸۰۰ مرکز تحقیقات و مسکن
- [۲] مزروعی، علی؛ سیمونیان، واهاک؛ نیکخواه عشقی، مجید. "بررسی تجربی درصد گیرداری اتصالات صلب جوشی متداول در ایران" گزارش تحقیقاتی شماره گ-۳۰۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. ۱۳۷۸.
- [۳] مزروعی، علی؛ قاسمیه، مهدی؛ قبادی، محمد سهیل. "بازرسی فنی جوش نفوذی کامل در اتصالات گیردار فولادی با کاربرد مهندسی" اولین کنفرانس بین المللی بازرسی فنی و آزمون غیر مخرب. ۱۳۸۶.
- [۴] مزروعی، علی؛ قاسمیه، مهدی؛ قبادی، محمد سهیل. "ارزیابی آزمایشگاهی رفتار اتصالات گیردار جوشی تیر به ستون در سازه های متداول" مجله ملی سازه و فولاد ۴، ۳-۱۵. ۱۳۸۷.
- [۵] مزروعی، علی؛ قاسمیه، مهدی؛ قبادی، محمد سهیل. "بررسی آزمایشگاهی تاثیر نرخ کرنش بر ناحیه حرارت دیده مجاور جوش در اتصالات گیردار فولادی" مجله تازه های ساختمان و مسکن ۲، ۲۷-۳۴. ۱۳۸۷.
- [۶] قاسمیه، مهدی؛ مزروعی، علی؛ قبادی، محمد سهیل. "مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه جهت ارزیابی رفتار اتصالات گیردار در سازه های فولادی رایج" کنفرانس کنگره ملی مهندسی عمران- دانشگاه تهران. ۱۳۸۷.



شکل ۱۶- مقایسه رفتار چشمه اتصال در سه نوع اتصال مستقیم اتصال درختی و اتصال با ورق پوششی

۴- نتیجه گیری

اتصال با ورق پوششی با جزئیات جدید ارائه شده، تمرکز تنش در محل اتصال را حذف کرده و می تواند به عنوان اتصال کاملاً گیردار در قاب های خمشی ویژه واجد شرایط شناخته شود. در جزئیات جدید ارائه شده به منظور ایجاد مفصل پلاستیک خارج از ادوات اتصال و همچنین تامین شرایط آیین نامه AISC بر روی محل تشکیل مفصل پلاستیک، ورق روسری به شکل انگشتی بریده شد تا خطوط جوش بیشتری به منظور تامین مقاومت کافی تامین شود. همچنین در ورق زیر سری به شکل مستطیلی، جوش گوشه به همراه جوش کام در نظر گرفته شده است. ورق برشی جان نیز بر اساس ظرفیت برشی تیر طراحی شده است. اتصال با ورق پوششی به نسبت اتصال مستقیم و اتصال درختی با مقطع متغی از شکل پذیری بیشتری برخوردار است. بر اساس نتایج آزمایشگاهی و تحلیل های عددی، اتصال با ورق پوششی همانند اتصال مستقیم و اتصال درختی با مقطع متغیر، تا ۶ درصد دررفت را با افت کمتر از ۲۰٪ سپری کرده است که می تواند جزئی اتصالات از پیش تأیید صلاحیت شده در قاب های خمشی ویژه قرار گیرد. همچنین اتصال با ورق پوششی تحت بارگذاری

- [18] Kim, T. Whittaker, A. S. Gilani, A. S. J. Bertero, V. V., and Takhirov, S.M. 2000. Cover-plate and flange-plate reinforced steel moment-resisting connections. Rep.No. PEER 07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley.2000
- [19] FEMA. recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA_350, Federal Emergency Management Agency. 2000.
- [20] Chang-Hoon Kang, Kyung-jae Shin, Young-Suk Oh, Tae-Sup Moon. Hysteresis Behavior of CFT column to H-beam Connections with External T-Stiffeners and Penetrated elements. Journal of Engineering Structures. NO.23, 1194-1201.2001.
- [21] Alostaz Yousef. M.Schneider Stephen P. Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes. Journal of Constructional Steel Research. NO.40, 95-127. 1996.
- [22] Schneider Stephen, P. Alostaz, Yousef. Experimental Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes. Journal of Constructional Steel Research. NO.45, 321-352. 1998.
- [23] D.Dubina. A.Stratan. Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam-to-column joints. Journal of Engineering Structures 24, 1431-1440. 2000.
- [24] AISC. AISC/ANSI. 358-05s1-2009. Supplement No.1 to AISC/ANSI 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 2009.
- [7] M. Ghassemieh, M.S. Ghobadi, A.Mazroi. Seismic Performance of Ductile Welded Connections Using T-Stiffener. Journal of Constructional Steel Research. NO.65.766-775. 2008.
- [۸] مصیبی، علیرضا؛ خلیلی جهرمی، کیان؛ شادگار، محمد رضا. "بررسی رفتار اتصالات صلب از نوع تیر" گزارش تحقیقاتی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. ۱۳۸۲.
- [9] A. Deylami, M.R. Shiravand. The Behavior of Steel Beam to Built-Up Column Moment Connections Using Side plates. 1th International Structural Specialty Conference, Canada.2006.
- [10] S.R. Mirghaderi, M. Moradi, Seismic Behavior of Panel Zones in Beam to Column Connections with Non-planner Webs in Moment Resisting Steel Frames. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taiwan. 2006.
- [۱۱] ترابیان، شهاب الدین. میرقادری، سید رسول. "بهبود جزئیات لرزه ای و روش ساخت اتصال تیر به ستون قوطی شکل و H شکل در قاب های خمشی فولادی" گزارش پیوست رساله دکتری مهندسی عمران- زلزله. دانشگاه تهران. ۱۳۸۶.
- [12] Cheng, Chin. Chun-Chou, Lin. Chein-Hsiang Lin. Ductile Moment Connections Used in Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames. Journal of Constructional Steel Research 62,793-801. 2006.
- [13] Satish Kumar, S.R. Prasada Rao, D.V. beam-to-Column Connection with Web Opening-Experimental Study and Finite Element Modeling. Journal of Constructional Steel Research. NO. 62. 739-746. 2006.
- [14] Prasada Rao, D.V. Satish Kumar, S.R. RHS Beam-to-Column Connection with Web Opening-Parametric Study and Design Guidelines, Journal of Constructional Steel Research. NO. 62,747-756. 2006.
- [15] Cheng-Chin Chen, Chun-Chou Lin, Chia-Liang Tsai, Evaluation of Reinforced Connection Between Steel Beams and Box Columns, Engineering Structures 26, 1889-1904. 2004.
- [16] Kim, T. Whittaker, A. S., Gilani, A. S. J., Bertero, V. and Takhirov, S.M., Experimental Evaluation of plate-reinforced steel moment-resisting connections. J. Struct. Eng., 128(4), 483-491. 2002.
- [17] Kim, T. Whittaker, A. S., Gilani, A. S. J., Bertero, V. V., and Takhirov, S.M., Cover-Plate and Flange-Plate Steel Moment-Resisting Connections. J. Struct. Eng., 128(4), 474-482. 2002.

ارزیابی و مقایسه توزیع‌های ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس در استخراج مشخصات دینامیکی قابهای خمشی فولادی با استفاده از سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای

حمیدرضا احمدی^۱، * فرهاد دانشجو^۲

چکیده

تکنیکهای پردازش سیگنال جهت استخراج مشخصه، به سه دسته روش‌های حوزه زمان، روش‌های حوزه فرکانس و روش‌های حوزه زمان-فرکانس دسته‌بندی شده‌اند. در روش‌های حوزه زمان و حوزه فرکانس معمولاً باید از سیگنالهای مانا و خطی استفاده شود. این در حالیست که سیگنالهای پاسخ سازه‌ها تحت اثر زلزله به صورت غیرمانا می‌باشند. با این وجود در این تحقیق به منظور پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای و استخراج مشخصات دینامیکی آنها از تابعهای زمان-فرکانس استفاده شده است. مزیت تابعهای زمان-فرکانس اینست که این تابعها می‌توانند کلیه سیگنالهای مانا، غیرمانا و غیرخطی را پردازش نمایند. تعداد قابل توجهی تابع زمان-فرکانس در ادبیات فنی موجود است که البته قابلیت این تابعها نیز در استخراج مشخصات دینامیکی سیگنالها با یکدیگر تفاوت می‌نماید. بنابراین به منظور مطالعه تابعهای زمان-فرکانس در استخراج مشخصات دینامیکی قابهای خمشی فولادی، در این تحقیق دو تابع زمان-فرکانس توزیع ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. بدین منظور سه قاب فولادی، طراحی و مدلسازی شده‌اند. سپس رکوردهای زمین‌لرزه به مدلها اعمال و پاسخ قابها اندازه‌گیری شده است. سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابها با تابعهای زمان-فرکانس پردازش شده و پلانهای زمان-فرکانس محاسبه گردیده است. با استفاده از نتایج بدست آمده، تابعهای مورد نظر با یکدیگر مقایسه و تابع مطلوب برای پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی شناسایی شده است.

کلمات کلیدی

توزیع ویگنر-ویل، توزیع ژائو-اطلس-مارکس، استخراج مشخصه، قاب خمشی فولادی، سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای

۱. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، hamid.ahmadi@modares.ac.ir

۲. استاد گروه مهندسی سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، danesh_f@modares.ac.ir

توانایی تابعهای زمان-فرکانس مربعی در پردازش انواع سیگنال، در این تحقیق ضمن معرفی دو تابع زمان-فرکانس توزیع ویگنر-ویل و توزیع ژائو-اطلس-مارکس، جهت پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای سه قاب فولادی از این تابعها استفاده و مشخصات دینامیکی استخراج شده است.

۲- روش‌های در حوزه زمان-فرکانس

روشهای تحلیل زمان-فرکانس یک سری زمانی را به صورت دو بعدی که شامل محتوای فرکانسی نسبت به زمان می‌باشد، بیان می‌دارند. یک تابع زمان-فرکانس (Time-Frequency Representation) با بیان محتوای فرکانسی با توجه به تغییرات زمان، امکان تحلیل بهینه سیگنالها را فراهم می‌آورد. با استفاده از تحلیل زمان-فرکانس این امکان فراهم می‌آید که انرژی سیگنال در حوزه زمان و در حوزه فرکانس به صورت همزمان قابل رویت باشد. [۹]

۲-۱- توزیع ویگنر-ویل (Wigner-Ville Distribution)

توزیع ویگنر-ویل پایه‌ای‌ترین تابع در تابعهای زمان-فرکانس مربعی محسوب می‌شود. تابعهای زمان-فرکانس دیگر (مانند طیف‌نگار یا مقیاس ترکیبی) را می‌توان از توزیع ویگنر-ویل با انتخاب مناسب فاکتورهای هموارسازی بدست آورد. برای یک سیگنال $s(t)$ ، با همبسته تحلیلی $x(t)$ ، توزیع ویگنر-ویل به صورت فرمول شماره (۱) تعریف می‌شود. [۱۱، ۱۰، ۸]

$$WVD_x(t, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t+\tau/2)x^*(t-\tau/2)e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (1)$$

در معادله بالا t و ω به ترتیب زمان و فرکانس زاویه‌ای می‌باشند. $x(t)$ سیگنال تحلیلی و علامت * نشاندهنده مزدوج مختلط می‌باشد.

توزیع ویگنر-ویل در حالت کلی یک تابع مقدار حقیقی است که شرایط مرزی را ارضاء می‌کند و برای سیگنالها وضوح نسبتاً مطلوبی را در زمان و فرکانس بوجود می‌آورد. جملات تداخلی و مقادیر منفی مهمترین موانع استفاده از توزیع ویگنر-ویل به عنوان یک ابزار شناسایی برای کلیه سیگنالها می‌باشند. تابع $x(t)$ دو بار و به صورتهای x و x^* در انتگرال ظاهر می‌

به طور کلی روشهای تئوری سلامت‌سنجی سیگنالی شامل دو فرآیند اصلی الف) استخراج مشخصه ب) شناسایی الگو (خصیصه) می‌باشند. [۱، ۲] روش‌های گوناگونی برای استخراج مشخصه پیشنهاد شده است. این روش‌ها را می‌توان بر مبنای نوع داده اندازه‌گیری شده، پارامتر بررسی شده و روش اتخاذ شده برای کمی‌سازی دسته‌بندی کرد. [۳]

تکنیکهای استخراج مشخصه بر اساس اندازه‌گیری پاسخهای سازه، به طور کلی به دو دسته روشهای استاتیکی-پایه یا دینامیکی ارتعاش-پایه تقسیم می‌شوند. [۴] در روشهای استاتیکی-پایه نیاز به اندازه‌گیری حجم گسترده‌ای از اطلاعات بوده و موجب اختلال در سرویس‌دهی سازه می‌گردد. [۵] روشهای استخراج مشخصات دینامیکی سازه‌ها را می‌توان به روشهای مودی و روشهای سیگنالی تقسیم‌بندی نمود. اگرچه روشهای مودی برای استخراج مشخصه در سازه‌ها قابل استفاده می‌باشند اما روشهای سیگنالی به دلیل کارآمدی بیشتر در سازه‌ها با رفتار پیچیده و همچنین توانایی بالاتر در پردازش پاسخهای سازه با پارازیت، مورد توجه فراوانی در رشته‌های هوافضا، عمران و مکانیک قرار گرفته‌اند. [۶، ۷]

در روشهای سیگنالی تغییرات در مشخصه سازه مستقیماً از تاریخچه‌های زمانی اندازه‌گیری شده بدست می‌آید. بر اساس تکنیکهای پردازش سیگنال مختلف، روشهای سیگنالی به سه دسته روشهای حوزه زمان، روشهای حوزه فرکانس و روشهای حوزه زمان-فرکانس تقسیم‌بندی می‌شوند. [۱] در روشهای حوزه زمان از تابعهای تاریخچه زمانی برای استخراج مشخصه-های سازه استفاده می‌شود. در روشهای حوزه فرکانس از تحلیل‌های فوریه برای استخراج مشخصه در پنجره زمانی داده شده استفاده می‌گردد. در روشهای زمان-فرکانس می‌توان از تابعهای زمان-فرکانس برای استخراج مشخصه‌های سازه‌ها استفاده نمود. مزیت تابعهای زمان-فرکانس اینست که این تابعها می‌توانند کلیه سیگنالهای مانا، غیرمانا و غیرخطی را پردازش نمایند. [۸] با استفاده از تابعهای زمان-فرکانس مربعی، پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده و تغییرات محتوای فرکانسی نسبت به زمان قابل مشاهده می‌باشند. با عنایت به



شود که توزیع دو خطی یا درجه دوم را ممکن می‌سازد. ارضاء شرایط مرزی و بسیاری خواص مطلوب دیگر موجب گستردگی استفاده از توزیع ویگنر-ویل شده است. [۸،۱۰،۱۱]

۲-۲- توزیع ژائو-اتلس-مارکس (Zhao-Atlas-Marks Distribution)

توزیع ژائو-اتلس-مارکس معمولاً به عنوان توزیع مخروطی شکل شناخته می‌شود. این توزیع می‌تواند به طور کامل، جملات تداخلی را از جملات اصلی در فرکانسهای یکسان حذف نماید. معادله توزیع ژائو-اتلس-مارکس به صورت زیر می‌باشد. [۱۲]

$$ZAM(t, \omega) = \int_{-2t}^{2t} e^{-i\omega\tau} \int_{-\infty}^{\infty} x(v + \frac{\tau}{2}) x^*(v - \frac{\tau}{2}) f(t - v, \tau) dv d\tau \quad (2)$$

$$f(t, \tau) = \begin{cases} \frac{1}{\tau} e^{-\alpha\tau^2} & |\tau| \geq 2|t| \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad (3)$$

هسته توزیع ژائو-اتلس-مارکس به صورت $\Phi_C = \frac{\sin(\pi\omega t)}{\pi\omega t} e^{-\alpha t^2}$ تعریف شده است. توزیع ژائو-اتلس-مارکس به صورت گسترده در پردازش سیگنالهای صوتی بکار گرفته شده است.

۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه

به منظور بررسی و ارزیابی تابعهای زمان-فرکانس مورد نظر، سه قاب فولادی خمشی ۳ طبقه، ۹ طبقه و ۱۵ طبقه طراحی و مورد استفاده قرار گرفته‌اند. [۱۳] در کلیه قابها بار مرده برابر ۲۵/۵ N/mm و بار زنده ۷/۸۵ N/mm می‌باشد. در طراحی این قابها، ساختگاه زمین نوع II و خطر نسبی زلزله، خیلی زیاد در نظر گرفته شده است. جهت انجام ارزیابی جامع، نسبت ارتفاع به بعد پایه قابها طوری در نظر گرفته شده که هر یک از قابها دارای شکل جابجایی متفاوت بوده و سه شکل مختلف جابجایی مورد نظر قرار گیرد. [۱۴] بدین منظور نسبت ارتفاع به بعد پایه در قاب ۳ طبقه کمتر از ۱/۵، برای قاب ۹ طبقه بین ۱/۵ و ۳ و برای قاب ۱۵ طبقه بزرگتر از ۳ در نظر گرفته شده



است. نمایی از قابهای مورد نظر در شکل ۱ نشان داده شده است. علاوه بر آن مشخصات مصالح، پروفیل‌های مورد استفاده و پیوند طبیعی قابها به ترتیب در جدولهای ۱ تا ۳ معرفی شده است. به منظور انجام تحلیل، قابها در نرم‌افزار ZEUS-NL [۱۵] نسخه ۱،۹،۰ مدل‌سازی شده‌اند.

۴- مدل‌سازی و تحلیل

جهت ارزیابی و بررسی توزیعهای ویگنر-ویل و ژائو-اتلس-مارکس لازمست توانایی آنها در پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی مورد مطالعه قرار گیرد. بدین منظور پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی ۳، ۹ و ۱۵ طبقه در طبقه آخر تحت اثر زلزله‌های مختلف ثبت شده است. سپس سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای ثبت شده با این تابعها پردازش شده و پلانهای زمان-فرکانس هر یک از تابعها محاسبه گردیده است. در نهایت با مقایسه و ارزیابی پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده، تابع مطلوب برای پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی شناسایی شده است.

جدول (۱): مشخصات مصالح

شماره	خواص مصالح	تنش تسلیم	تنش گسیختگی	مدول الاستیسیته
۱	تیرها و ستونها	۲۳۵/۴ (MPa)	۳۹۲ (MPa)	۲۰۰۰۰ (MPa)

جدول (۲): پیوندهای طبیعی قابها

شماره	نوع قاب	تعداد طبقه	پیوند اول	پیوند دوم	پیوند سوم	پیوند چهارم
۱	H/B < ۱/۵	۳	۰/۷۰	۰/۲۳	۰/۱۵	۰/۰۷
۲	۱/۵ < H/B < ۳	۹	۱/۴۸	۰/۴۹	۰/۲۸	۰/۱۹
۳	۳ < H/B	۱۵	۱/۸۴	۰/۷۲	۰/۴۲	۰/۳۰

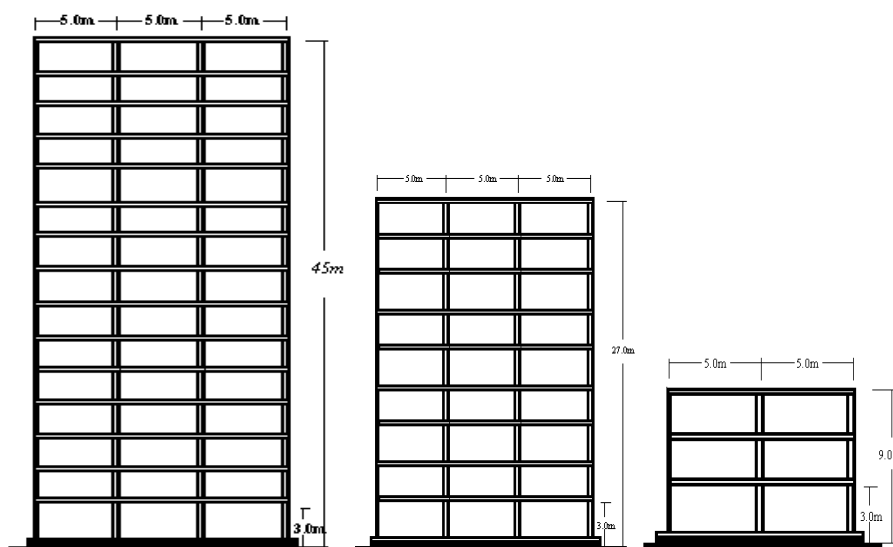
به منظور ثبت پاسخ لرزه‌ای قابها، سه رکورد زمین‌لرزه فریولی (Friuli)، لیورمور (Livermore) و کیپ‌مندوسینو (Cape Mendocino) به مدل‌های تحلیلی قابهای خمشی فولادی اعمال و پاسخها در طبقه آخر ثبت شده‌اند. رکوردها متناسب با شتاب ۰/۳۵g، مقیاس گردیده و به قابها اعمال شده‌اند. رکوردها در زمین نوع II ثبت گردیده‌اند و همگی دور از گسل می‌باشند. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در جدول ۴ و شکل‌های ۲،

۳ و ۴ نشان داده شده است. لازم به ذکر است جهت بررسی دقیق تابعهای زمان-فرکانس و به منظور اجتناب از اعمال اثر مدل‌های رفتاری غیرخطی در پاسخها، مدل تحلیلی پل تحت تاثیر رکوردها به صورت دینامیکی تاریخچه زمانی خطی تحلیل گردیده است.

۵- پردازش سیگنالهای لرزهای همانطور که گفته شد به منظور ارزیابی و مطالعه تابعهای زمان-فرکانس ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس، سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی با این تابعها پردازش شده‌اند. پردازش سیگنالها در نرم‌افزار [۱۶] MatLab صورت

پذیرفته است. پس از پردازش، پلانهای زمان-فرکانس هر یک محاسبه گردیده است. پلانهای زمان-فرکانس اطلاعات بسیار باارزشی پیرامون تغییرات محتوای فرکانسی سیگنال نسبت به زمان را بدست می‌دهند. به منظور ارزیابی تابعهای زمان-فرکانس ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس، پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده با این تابعها، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

در شکل‌های ۵ تا ۱۳ پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده با استفاده از تابعهای زمان-فرکانس ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس نشان داده شده‌اند.



شکل ۱- نمایی از قابهای خمشی فولادی

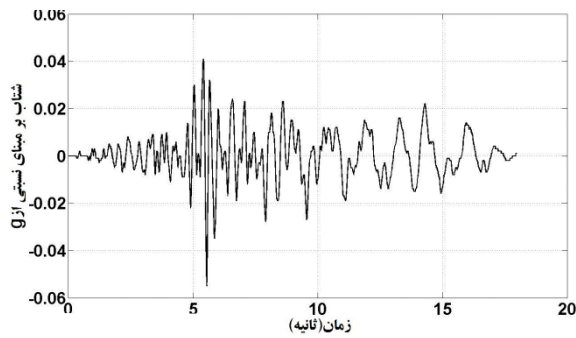
جدول (۳): مشخصات مصالح

تیر	ستونهای داخلی	ستونهای خارجی	طبقه	قاب
IPE40 IPE40	IPB24 IPB20	IPB24 IPB20	۱ ۲ و ۳	۳ طبقه
IPE40 IPE40 IPE40	IPB34 IPB30 IPB28	IPB34 IPB30 IPB28	۱، ۲، ۳ ۴، ۵ و ۶ ۷، ۸ و ۹	۹ طبقه
IPE45 IPE45 IPE45 IPE45 IPE40 IPE40 IPE40 IPE40 IPE40 IPE40	P135x40x3 P135x35x3 P130x30x3 P135x35x3 P130x30x2.5 P130x30x2.5 P125x25x2.5 P125x25x1.5 P125x25x1.5 P120x20x1.5	P135x40x3 P135x35x3 P135x35x3 P130x30x2.5 P130x30x2.5 P125x25x2.5 P125x25x1.5 P125x25x1.5 P120x20x1.5 P120x20x1.5	۱ ۲، ۳ ۴، ۵ ۶، ۷ ۸ ۹، ۱۰ ۱۱، ۱۲ ۱۳ ۱۴ ۱۵	۱۵ طبقه

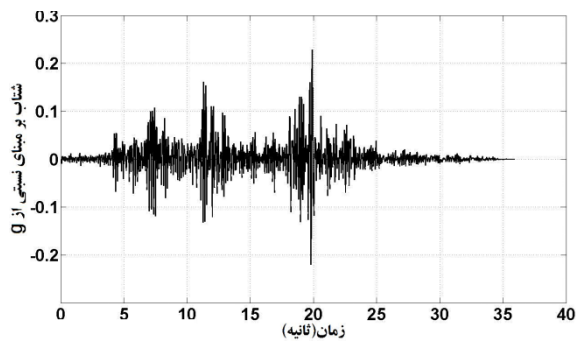


جدول (۴): رکوردهای اعمال شده به قابهای خمشی فولادی

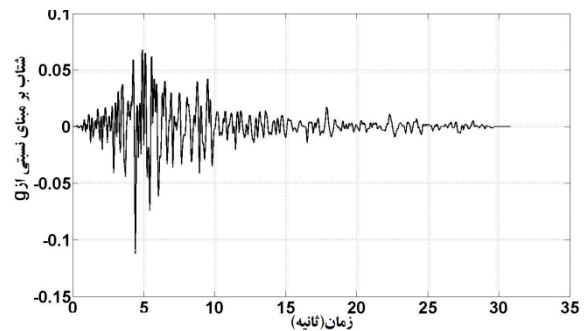
ردیف	نام رکورد	زمان رویداد	ایستگاه ثبت	PGA (g)
۱	فریولی	۱۹۷۶	Forgaria Cornino	۰/۱۱۲
۲	لیورمور	۱۹۸۰	Fremont Mission	۰/۰۵۵
۳	کیپ مندوسینو	۱۹۹۲	Shelter Cove Airport	۰/۲۲۹



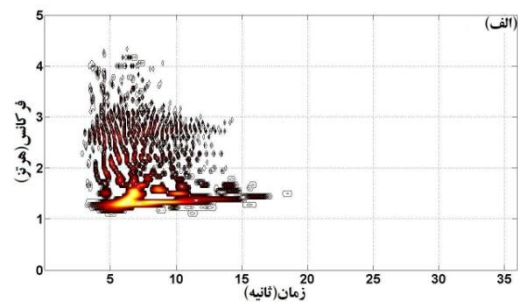
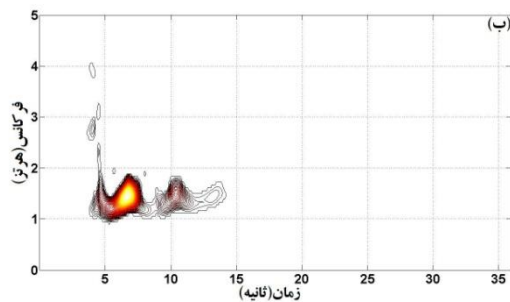
شکل ۳- رکورد زمین لرزه لیورمور



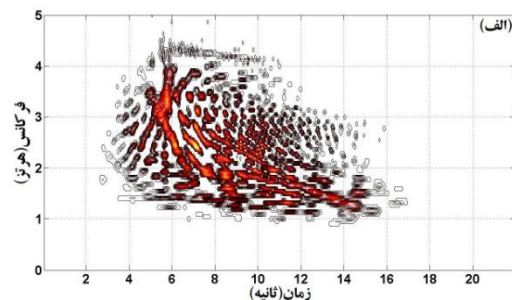
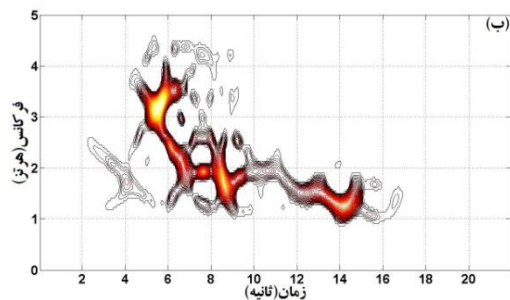
شکل ۴- رکورد زمین لرزه کیپ مندوسینو



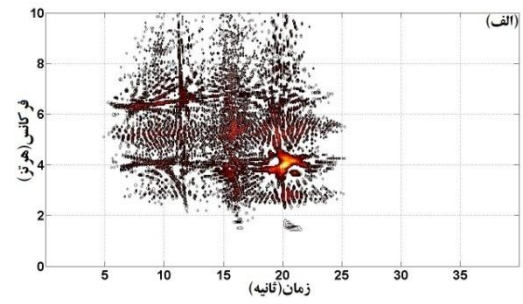
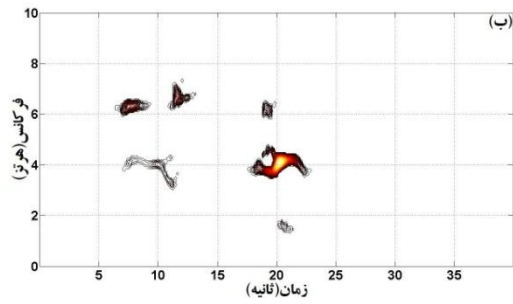
شکل ۲- رکورد زمین لرزه فریولی



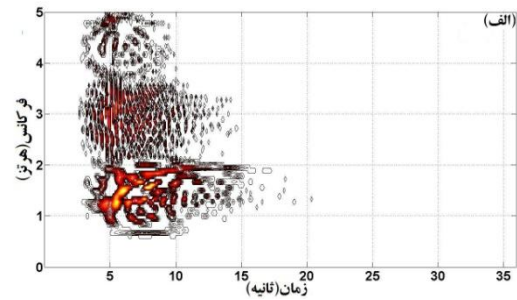
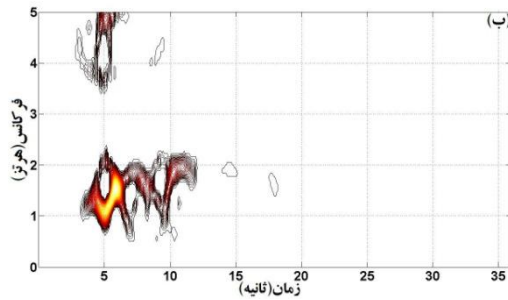
شکل ۵- پلان زمان-فرکانس (الف) توزیع ویگنر-ویل (ب) توزیع ژائو-اطلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۳ طبقه تحت اثر زلزله فریولی



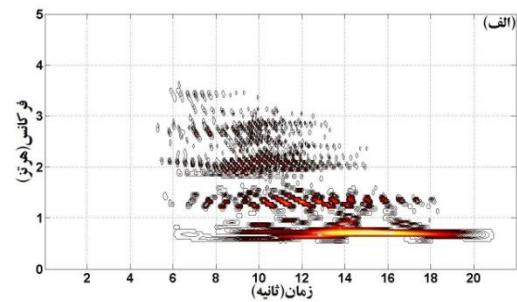
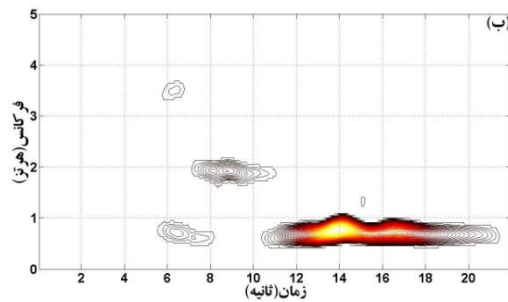
شکل ۶- پلان زمان-فرکانس (الف) توزیع ویگنر-ویل (ب) توزیع ژائو-اطلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۳ طبقه تحت اثر زلزله لیورمور



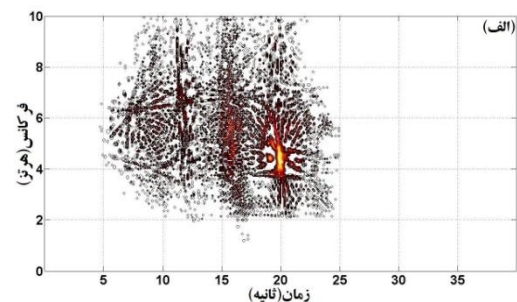
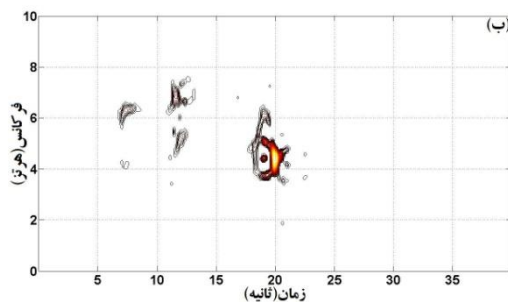
شکل ۷- پلان زمان-فرکانس الف) توزیع ویگنر-ویل ب) توزیع ژائو-اتلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۳ طبقه تحت اثر زلزله کیپ‌مندوسینو



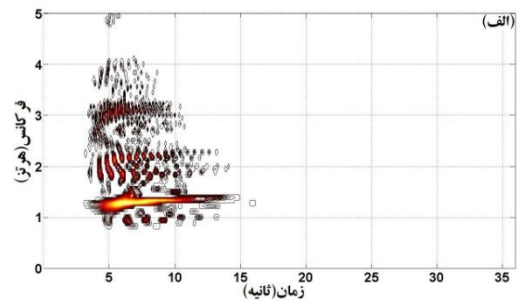
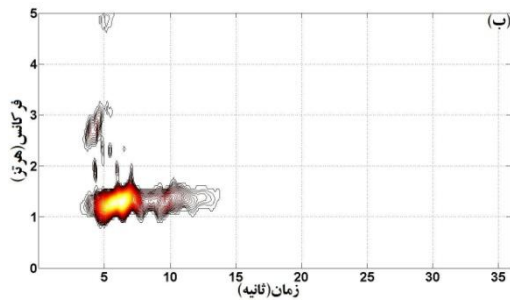
شکل ۸- پلان زمان-فرکانس الف) توزیع ویگنر-ویل ب) توزیع ژائو-اتلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۹ طبقه تحت اثر زلزله فریولی



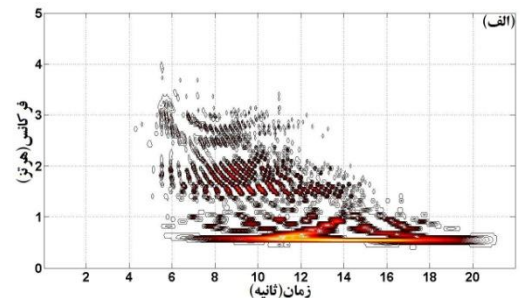
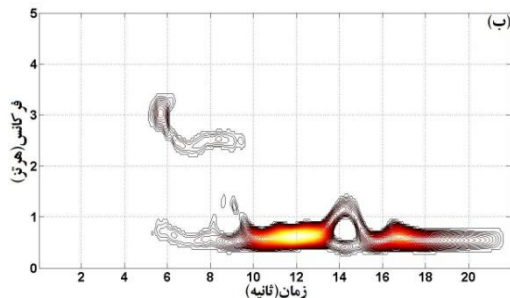
شکل ۹- پلان زمان-فرکانس الف) توزیع ویگنر-ویل ب) توزیع ژائو-اتلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۹ طبقه تحت اثر زلزله لیورمور



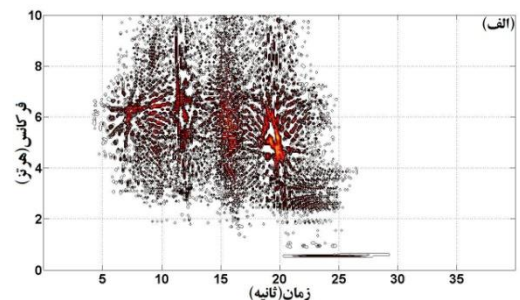
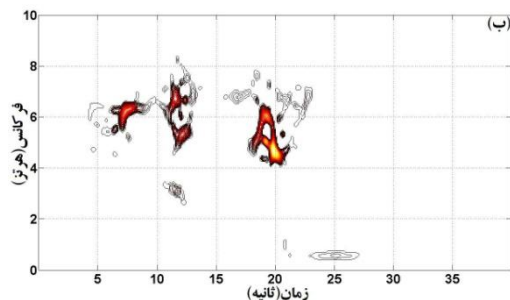
شکل ۱۰- پلان زمان-فرکانس الف) توزیع ویگنر-ویل ب) توزیع ژائو-اتلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۹ طبقه تحت اثر زلزله کیپ‌مندوسینو



شکل ۱۱- پلان زمان-فرکانس (الف) توزیع ویگنر-ویل (ب) توزیع ژائو-اطلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله فریولی



شکل ۱۲- پلان زمان-فرکانس (الف) توزیع ویگنر-ویل (ب) توزیع ژائو-اطلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله لیورمور



شکل ۱۳- پلان زمان-فرکانس (الف) توزیع ویگنر-ویل (ب) توزیع ژائو-اطلس-مارکس با پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قاب ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله کیپ‌مندوسینو

انرژی، سیگنال در آن فرکانسها دارای تمرکز انرژی نمی- باشد.

همانطور که در پلانهای زمان-فرکانس مشاهده می‌شود توزیع ژائو-اطلس-مارکس در مقایسه با توزیع ویگنر-ویل، جملات تداخلی بسیار کمتری را ایجاد نموده است. علاوه بر آن رزولوشن پلانهای زمان-فرکانس هم در محور زمان و هم در محور فرکانس به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود یافته است.

نحوه عملکرد هر یک از توزیعهای زمان-فرکانس استفاده شده برای پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی در پلانهای زمان-فرکانس نشان داده شده است. بر اساس نتایج بدست آمده در شکل‌های ۵ تا ۱۳ بدست می- آید که توزیع ویگنر-ویل حدفاصل جملات اصلی، جملات تداخلی تولید نموده است. به عبارت دیگر در پلانهای زمان-فرکانس حاصل از توزیع ویگنر-ویل، انرژی سیگنال علاوه بر فرکانسهای صحیح، در فرکانسهای دیگری نیز نمایش داده شده که بر اساس چگالی طیفی

۶- نتیجه‌گیری

استخراج مشخصه‌های دینامیکی سازه‌ها به ویژه برای وضعیت‌سنجی و ارزیابی آنها از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. در این تحقیق جهت استخراج مشخصات دینامیکی قابهای خمشی فولادی استفاده از توزیعهای زمان-فرکانس پیشنهاد شده و دو توزیع ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس برای استخراج مشخصات دینامیکی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. جهت انجام مقایسه، سه قاب فولادی خمشی با نسبتهای مختلف ارتفاع به بعد پایه، طراحی و در نرم‌افزار ZEUS-NL مدل‌سازی گردیده‌اند. بر اساس نوع زمین در نظر گرفته شده در طراحی قابها، سه رکورد زمین‌لرزه انتخاب و با مقیاس متناسب با شتاب مبنای زلزله، به قابها اعمال شده‌اند. پاسخ لرزه‌ای قابها در طبقه بام ثبت گردیده و سیگنالهای ثبت شده با توزیعهای زمان-فرکانس ویگنر-ویل و ژائو-اطلس-مارکس پردازش گردیده و پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده‌اند. با استفاده از پلانهای زمان-فرکانس می‌توان تغییرات محتوای فرکانسی پاسخ لرزه‌ای سازه را نسبت به زمان ردگیری نمود.

بر اساس نتایج بدست آمده توزیع ویگنر-ویل جملات تداخلی فراوانی را تولید کرده و تمرکز انرژی سیگنال را به درستی گزارش نموده است. در پلانهای زمان-فرکانس بدست آمده از توزیع ویگنر-ویل به دلیل فراوانی جملات تداخلی، استخراج مشخصات دینامیکی سیگنالها بدرستی امکان‌پذیر نمی‌باشد و بنابراین برای ردیابی تغییرات فرکانسی سیگنالهای حاصل از پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی، مناسب نمی‌باشد. با توجه به نتایج بدست آمده، پلانهای زمان-فرکانس محاسبه شده با توزیع ژائو-اطلس-مارکس در مقایسه با توزیع ویگنر-ویل، با دقت نسبتاً مطلوب، تغییرات محتوای فرکانسی نسبت به زمان را نمایش داده و محل تمرکز انرژی سیگنال را مشخص نموده‌اند. در پلانهای زمان-فرکانس حاصل از توزیع ژائو-اطلس-مارکس، جملات تداخلی در مقایسه با پلانهای زمان-فرکانس حاصل از توزیع ویگنر-ویل بسیار کاهش

یافته است. بنابر نتایج بدست آمده توزیع ژائو-اطلس-مارکس در مقایسه با توزیع ویگنر-ویل برای پردازش سیگنالهای پاسخ لرزه‌ای حاصل از قابهای خمشی فولادی دارای عملکرد مطلوبتری می‌باشد.

مراجع

- [1] دانشجو، فرهاد، احمدی، حمیدرضا، مبتکر، قادر، "شناسایی مشخصه و تشخیص آسیب در پایه‌های بتنی پل‌ها با استفاده از توابع زمان-فرکانس و روش تفاضل ماتریسی اصلاح شده"، پذیرفته شده در مجله علمی-پژوهشی شریف، ۱۳۹۰.
- [2] D. Balageas, C.P. Fritzen, A. Güemes. Structural Health Monitoring. ISTE Ltd, London, UK, ۲۰۰۶.
- [3] L. Qiao. Structural Damage Detection Using Signal-Based Pattern Recognition. ph.D thesis. Kansas State University, USA, ۲۰۰۹.
- [4] احمدی، حمیدرضا، دانشجو، فرهاد، "استخراج مشخصات دینامیکی عرشه خرپایی پل راه‌آهن فیروزه با استفاده از توابع زمان-فرکانس"، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد، ۷ صفحه، هتل المپیک، تهران، ۱۳۸۹.
- [5] Y. Yan, L. Cheng, Z. Wu, L. Yam. Development in Vibration-Based Structural Damage Detection Technique. Mechanical Systems and Signal Processing, vol(21), ۲۰۰۷.
- [6] S. Doebling, C. Farrar, M. Prime, D. Shevitz. Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review. LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, USA, 1996.
- [7] H. Sohn, C. Farrar, F. Hemez, D. Shunk, D. Stinemates, B. Nadler. A Review of Structural Health Monitoring Literature. LA-۱۳۹۷۶-MS, Los Alamos National Laboratory, USA, ۲۰۰۳.
- [8] B. Boashash. Time Frequency Signal Analysis and Processing. Elsevier Publications of Related Interest, UK, ۲۰۰۳.
- [9] L. Cohen. Time-frequency distributions-A review. Proceeding of the IEEE, vol(77), no(7), 1989.
- [10] A. Mertin. Signal Analysis (Wavelets, Filter Bank, Time-Frequency Transforms and



- Applications). John Wiley & Sons Ltd, England, ۱۹۹۹.
- [11] S.C. Bradford, J. Yang, T. Heaton. Vibration in the Dynamic Properties of Structures: the Wigner-Ville Distributin, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 2006, California, USA.
- [12] Y. Zhao, L.E. Atlas, R.J. Marks. The Use of Cone-Shaped Kernels for Generalized Time-Frequency Representations of Nonstationary Signals. IEEE Transactions on Acoustics, Speech, and Signal Processing, vol (38), no(7), 1990.
- [13] A. Nicknam, H.R. Ahmadi, N. Mahdavi, A comparative study of the traditional performance and The Incremental Dynamic Analysis approaches (IDA), 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Beijing, China.
- [14] F. Naeim. The seismic design handbook. Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 2001.
- [15] ZEUS-NL. A program for inelastic static and dynamic analysis of structures, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, ۲۰۱۱.
- [16] Matlab (The Language of Technical Computing). Version 7.6, The MathWorks, USA, 2008.



بررسی اثر انعطاف پذیری اتصال در ارزیابی خستگی در سکوه‌های ثابت فلزی دریایی

بهرروز عسگریان^۱، * پرویز کوزه‌گر^۲

چکیده

استفاده از سکوه‌های ثابت فلزی دریایی یکی از روش‌های متداول استخراج منابع هیدروکربنی از دریا می‌باشد. استفاده از چنین سکوهایی اگرچه در آب‌های عمیق مقرون به صرفه نمی‌باشد، اما کثرت حوزه‌های نفتی واقع در ناحیه با عمق کم و متوسط همانند خلیج فارس این سکوها را به یکی از متداولترین روش‌های استخراج تبدیل کرده است. وجود بارهای موج با تناوب بالا سبب شده تا این سکوها همواره در معرض خرابی ناشی از خستگی باشند. نقاط اتصال مهاربندها به اعضای قائم اصلی (Leg) به دلیل مشخصات هندسی و نوع جوشی اتصالات همواره از ضعیف‌ترین نقاط سازه در برابر پدیده خستگی می‌باشند. در این مقاله با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری موضعی اتصالات لوله‌ای که بخش عمده‌ای از آن ناشی از تغییر شکل‌های موضعی دیواره اعضای قائم اصلی می‌باشد، خرابی ناشی از خستگی در اتصالات در یکی از سکوه‌های موجود در ناحیه خلیج فارس (SPD10) به روش آنالیز طیفی در نرم افزار OPENSEES مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاصله نشان داده با در نظر گرفتن انعطاف پذیری موضعی اتصالات، خرابی پیش بینی شده ناشی از خستگی در اتصالات کاهش یافته و نتایج حاصل از تحقیق در بهینه سازی زمان‌های بازرسی زیر آبی از اتصالات قابل کاربرد می‌باشد.

کلمات کلیدی

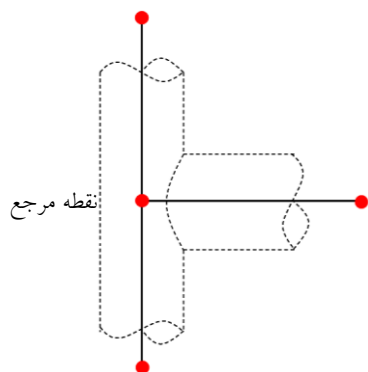
سکوه‌های دریایی، انعطاف پذیری موضعی اتصالات لوله‌ای، خستگی، آنالیز طیفی

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، asgarian@kntu.ac.ir

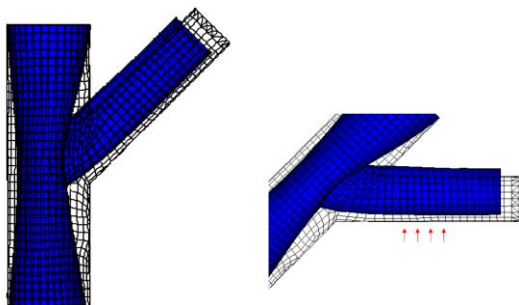
* ۲. دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، parviz_koozehgar@sina.kntu.ac.ir



می‌باشد. در شکل ۱ به صورت شماتیک نحوه مدلسازی یک اتصال T شکل با این روش نمایش داده شده است. در این روش مدلسازی در واقع از رفتار پوسته‌ای و تغییر شکل‌های موضعی دیواره اعضای لوله‌ای صرف‌نظر شده است. در شکل ۲ انعطاف پذیری موضعی اتصال و تغییر شکل‌های صلب در مهاربند که ناشی از رفتار پوسته‌ای در اعضا می‌باشد، به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل ۱: اتصال T شکل با المان تیر



شکل ۲: انعطاف پذیری اتصال و حرکت صلب مهاربند

این روش در واقع قابلیت در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری موضعی اتصال را نداشته و تنها برای مقایسه با دو مدل دیگر و اثرات در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری اتصال مورد استفاده قرار گرفته است.

در روش دوم از روش توسعه یافته بوسیله بویتراگو [۲] برای مدلسازی انعطاف‌پذیری اتصال استفاده شده است. بویتراگو بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی معادلاتی را به صورت بی بعد برای محاسبه نرمی اتصال برای انواع مختلف اتصال ارائه داده است. این روش و معادلات بسط داده شده یکی از روشهای پذیرفته شده در زمینه مدلسازی

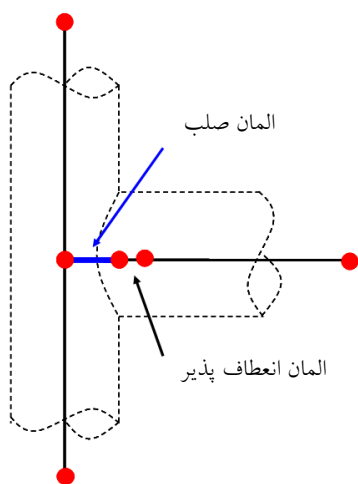
در دهه‌های اخیر بخش عمده ای از انرژی هیدروکربنی مورد نیاز بشر از دریا استخراج شده و یکی از متداولترین روشهای استخراج نیز استفاده از سکوه‌های ثابت فلزی دریایی (Jacket type offshore platform) می‌باشد. در چنین سکوهایی هندسه خاص اتصال و استفاده از جوش در اتصال اعضا سبب شده تا در اعضای اتصال تمرکز تنش رخ داده و در واقع تنشهای موجود در اعضا در خود اتصال بیشتر از تنشهای اسمی در نقاط دیگر عضو باشد. در چنین سکوهایی در نظر گرفتن انعطاف پذیری موضعی اتصال (Local Joint Flexibility) که بیشتر متأثر از تغییر شکل‌های موضعی دیواره اعضای قائم اصلی می‌باشد، باعث تغییر در خواص دینامیکی و میزان تنش در اعضای سازه شده و در جهت رسیدن به یک تقریب واقع بینانه تر از عمر خستگی در سازه موثر می‌باشد.

اثر انعطاف پذیری اتصال در رفتار دینامیکی سازه اگرچه بوسیله محققان زیادی مورد بررسی قرار گرفته است، اما اثر آن در ارزیابی عمر خستگی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. موسسه HSE [۱] در سال ۲۰۰۲ با انجام یک سری تحقیقات به بررسی اثر انعطاف پذیری اتصال با در نظر گرفتن المان واسط پرداخته و نتایج نشان دهنده اثر مثبت این عامل در ارزیابی عمر خستگی بوده است. در این مقاله نحوه مدلسازی انعطاف‌پذیری اتصال و اثر آن در برآورد عمر خستگی در سازه مورد بحث قرار گرفته است.

۲- انعطاف پذیری موضعی اتصال:

در این مقاله سه روش برای مدلسازی انعطاف‌پذیری اتصال به کار گرفته شده و با استفاده از مدل‌های مختلف عمر خستگی در اتصالات سکوی دریایی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

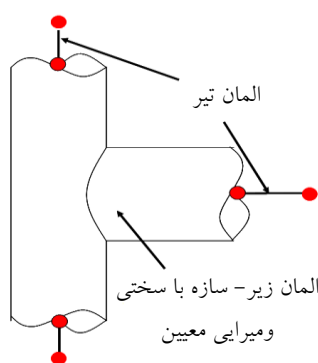
یکی از روش‌های متداول در مدلسازی اعضای سکوه‌های دریایی استفاده از المان‌های تیر می‌باشد. این روش مدلسازی با این فرض اساسی همراه است که اعضا در اتصال به صورت صلب به هم متصل بوده و تغییر شکل در همه اعضای اتصال برابر با تغییر شکل یک نقطه مرجع



شکل ۴: المان معادل در روش بوتراگو

در روش سوم از مفهوم زیرسازه (Sub-structuring) در مدلسازی انعطاف پذیری اتصال استفاده شده است. در این روش به جای استفاده از روشها والمانهای معادل، هندسه اتصال به صورت مستقیم وارد ماتریس سختی سازه شده و اثرات انعطاف پذیری به صورت مستقیم در نظر گرفته می-شود. در شکل ۵ به صورت شماتیک نحوه به کارگیری این روش نمایش داده شده است.

النجری و همکاران [۴] بر اساس کارهای صورت گرفته قبلی در این زمینه و روابط بسط داده شده بوسیله فسلر [۵] و بیلینگتن [۶]، المانی جدید با خواص اتصال لوله ای و با در نظر گرفتن انعطاف پذیری موضعی اتصال را به کتابخانه المانهای نرم افزار OPENSEES [۷] افزودند.

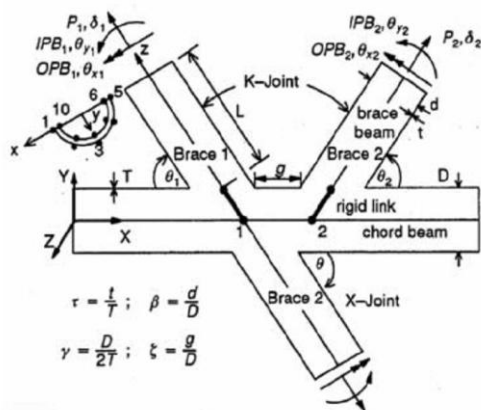


شکل ۵: المان زیر سازه

در این مقاله برای یکی از سکوه‌های موجود در ناحیه خلیج فارس (SPD10) با هر سه روش ذکر شده مدلسازی سازه-

اتصال بوده و در آیین نامه های متداول سازه دریایی همانند آیین نامه دانمارک [۳] ارائه شده است.

پارامترهای بی بعد مورد استفاده در این روابط در شکل ۳ نمایش داده شده است.



شکل ۳: معرفی پارامترهای بی بعد در روابط انعطاف پذیری

روابط مورد استفاده در محاسبه نرمی اتصالات لوله ای در ادامه ارائه شده است [۳]:

$$f_{axial} = 5.69\tau^{-0.111} \cdot \exp(-2.251 \cdot \beta) \cdot \gamma^{1.898} \cdot \sin^{1.769} \theta \quad (1)$$

$$f_{inplane-bending} = 1.39\tau^{-0.238} \cdot \beta^{-2.245} \cdot \gamma^{1.898} \cdot \sin^{1.240} \theta \quad (2)$$

$$f_{out-plane-bending} = 55\tau^{-0.220} \cdot \exp(-4.076 \cdot \beta) \cdot \gamma^{2.417} \cdot \sin^{1.883} \theta \quad (3)$$

با مشخص شدن نرمی اتصال از روابط ۱ و ۲ و ۳، مقادیر سطح مقطع، ممان اینرسی و طول المان به گونه ای که بتواند انعطاف پذیری معادل روابط فوق داشته باشد، تعیین شده و با استفاده از این المان رفتار انعطاف پذیر در نظر گرفته خواهد شد.

در شکل ۴ به صورت شماتیک نحوه به کارگیری المان واسط نمایش داده شده است. در این روش مدلسازی برای بدست آوردن تنشها در دیواره عضو اصلی از یک المان صلب نیز استفاده شده است.

دست بودن مقدار تنش، حداکثر چرخه قابل تحمل در اتصال بدست آمده و مقدار خرابی از رابطه زیر قابل تخمین خواهد بود [۸]:

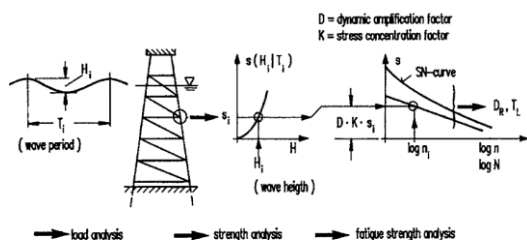
$$Damage_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (4)$$

در رابطه فوق n_i تعداد چرخه بارگذاری اعمال شده و N_i حداکثر چرخه بارگذاری قابل تحمل در سازه می‌باشد. برای حالتی که سازه تحت چندین چرخه بارگذاری قرار می‌گیرد بر اساس کارهای ماینر [۹] می‌توان خرابی‌های ناشی از هر حالت بارگذاری را با هم جمع کرد در واقع خرابی کلی در سازه به شکل زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$Damage_{total} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (5)$$

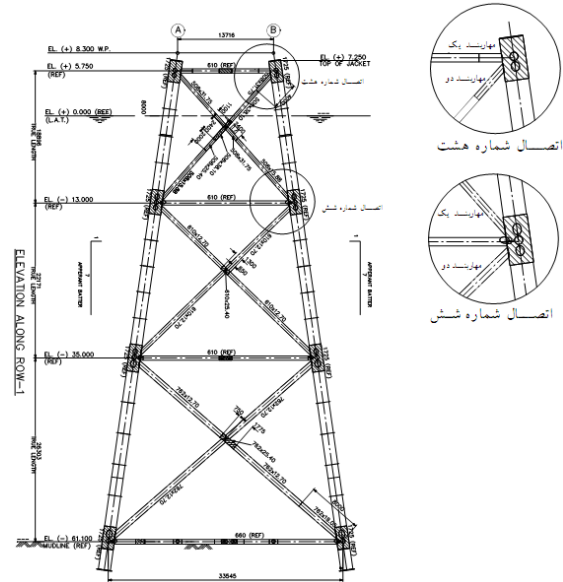
دو روش متداول برای بارگذاری ناشی از موج در سازه وجود دارد. در روش اول که از آن به عنوان آنالیز خستگی تعیینی یاد می‌شود (Deterministic fatigue analysis) با استفاده از استفاده از یک سری موج معین (پریود و ارتفاع موج مشخص) آنالیز سازه ای به صورت استاتیکی معادل در سازه صورت گرفته و تنش‌های اسمی در اعضای اتصال بدست خواهد آمد. روند انجام این آنالیز به صورت شماتیک در شکل ۷ نشان داده شده است.

این روش دارای دو نقطه ضعف اساسی می‌باشد، اولاً رفتار دینامیکی سازه به صورت کامل در نظر گرفته نشده و ثانیاً ماهیت تصادفی در مورد موج‌های وارده بر سازه در نظر گرفته نشده است [۱۰].



شکل ۷: مقایسه پریودهای اصلی سازه

ای در نرم افزار OPENSEES صورت گرفته و با انجام آنالیز خستگی، عمر خستگی در سکوه‌های ذکر شده مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. هندسه و ابعاد سکوی مورد بررسی در شکل ۶ نمایش داده شده است.

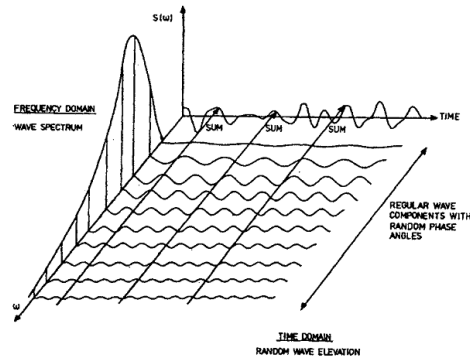


شکل ۶: سازه مدل شده

۳- آنالیز خستگی در سکوه‌های دریایی:

خستگی در مصالح فرآیند پیچیده‌ای بوده که تا کنون به صورت کامل شناخته نشده است. خستگی در اعضای سازه از ترکهای ریز (Micro Crack) موجود در اتصال شروع شده و با افزایش چرخه‌های بارگذاری و گسترش ناحیه پلاستیک در ترک عرض این ترکها بیشتر شده تا در نهایت در اتصال گسیختگی رخ دهد. برای ارزیابی خستگی در اتصالات سکوه‌های دریایی به صورت متداول از روش منحنی‌های شکست (S-N curve) استفاده می‌شود [۸]. در این منحنی به ازای هر بازه تنش معین حداکثر تعداد چرخه‌های قابل تحمل در هر اتصال تعیین شده است. در واقع برای هر حالت بارگذاری بعد از آنالیز سازه‌ای، تنش-های اسمی در اعضای اتصال بدست آمده و با استفاده از ضرایب تمرکز تنش- که روابط مربوط به آنها در آنها در آیین نامه‌های معتبر ذکر شده است [۸] - اثرات تمرکز تنش ناشی از هندسه اتصال و تنش‌های شیاری حاصل از عملیات جوش‌کاری (Notch stress) در آنها لحاظ خواهد شد. در ادامه با استفاده از منحنی‌های شکست و با در

برای حذف نواقص موجود در آنالیز تعیینی روش آنالیز طیفی خستگی (Spectral based fatigue analysis) توسعه یافته است. در این روش استفاده از طیف موج جایگزین استفاده از یک سری موج معین شده و تنشهای اسمی در سازه مستقیماً از آنالیز دینامیکی حاصل خواهد شد [۱۰]. در شکل ۸ تفاوت‌های دو روش ذکر شده قابل مشاهده می‌باشد. پروفیل واقعی سطح دریا در حقیقت نامنظم بوده و با استفاده از طیف فوریه این سطح نامنظم قابل تبدیل به تحریک‌های سینوسی منظم می‌باشد. در روش تعیینی تنها تعداد محدودی از این موجها مورد کاربرد قرار گرفته و بخشی از دامنه موجود حذف خواهد شد، این در حالی است که در آنالیز طیفی همه دامنه مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۸: مقایسه پریودهای اصلی سازه

جدول (۱): جدول پراکنندگی موج

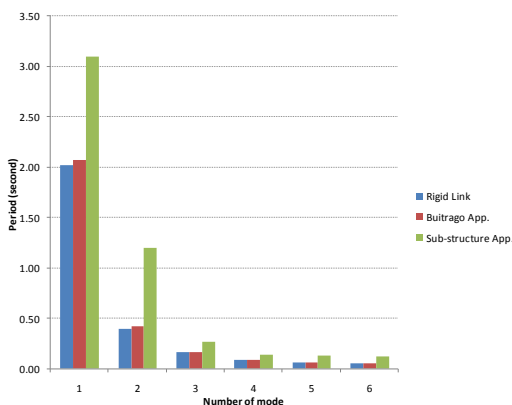
شماره حالت	پریود مشخصه	ارتفاع مشخصه
1	1.5	0.25
2	2.5	0.25
3	3.5	0.75
4	4.5	0.75
5	5.5	1.25
6	6.5	2.25

۴- نتایج آنالیز مودال:

زمانی که یک تحریک نیرویی دینامیکی همانند نیروی موج بر سازه اعمال می‌شود، سبب می‌شود سازه در مودهای ارتعاشی خود نوسان کرده و پاسخ نهایی سازه در واقع برآیندی از پاسخ سازه در مودهای مختلف ارتعاشی آن می‌باشد.

با توجه به پریود بارگذاری که دامنه وسیعی از پریودهای موج از پریود ۱ ثانیه تا ۱۰ ثانیه را پوشش می‌دهد لذا امکان رزونانس و تشدید در پاسخ‌های سازه وجود داشته در نتیجه پریودهای اصلی سازه و به خصوص پریود اول سازه حائز اهمیت می‌باشد.

در این قسمت با انجام آنالیز مودال شش پریود اول سازه برای هر سه روش مدل‌سازی جداگانه محاسبه شده و در شکل ۹ ارائه شده است.



شکل ۹: مقایسه پریودهای اصلی سازه

با توجه به شکل ۹ این نکته قابل درک بوده که نحوه مدل‌سازی انعطاف پذیری موضعی اتصال به شدت محتوای

طیف‌های موج وابسته به دو پارامتر پریود و ارتفاع مشخصه می‌باشد. در این مقاله برای در نظر گرفتن ماهیت تصادفی دریا از طیف موج پیرسون-موسکوویتز استفاده شده است [۱۰].

در این طیف موج با مشخص بودن پریود و ارتفاع مشخصه موج، پراکنندگی در توزیع موج وارد آنالیز خستگی خواهد شد. در جدول ۱ داده‌های موج به کار رفته در آنالیز ارائه شده است. برای هر یک از حالات موج عمر خستگی محاسبه و در ادامه ارائه شده است.

فرکانسی سازه را تحت تاثیر قرار داده و علاوه بر آن بدلیل تغییر در فرکانس اصلی سازه، فرکانس تشدید نیز در سازه نیز دچار تغییر خواهد شد و این نکته به سهم خود به شدت باعث تغییر در نیروهای موجود در اعضا خواهد شد.

۴- نتایج آنالیز خستگی:

با انجام آنالیز دینامیکی خطی در سازه، پاسخهای سازه برای حالت‌های مختلف بارگذاری موج و میزان خرابی خستگی ناشی از بار موج بدست آمده است. نتایج آنالیز برای اسکویی با عمر مفید ۲۵ سال و ضریب اطمینان ۲ ارائه شده است.

برای آنکه نتایج آنالیز بیشتر قابل درک باشد و پاسخهای سازه برای موجهای مختلف جداگانه قابل بررسی باشد، نتایج آنالیز خستگی برای هر موج و هر اتصال به صورت حداکثر درصد رخداد قابل تحمل در عمر سازه در جداول ۲ و ۳ ارائه شده است. نتایج حاصل از آنالیز نشان می‌دهد که عمر خستگی تخمین زده شده، به شدت وابسته به نوع

مدلسازی اتصال می‌باشد.

به عنوان مثال در اتصال شماره ۸ و مهاربند دوم، تحت دومین بارگذاری موج نتایج نشان می‌دهد که این حالت موج با استفاده از روش اول حداکثر در ۱۰ درصد، با روش دوم حداکثر در ۱۳ درصد و با روش سوم حداکثر در ۴۷ درصد از عمر سازه قابل تحمل می‌باشد. در حالت‌های موج با پرپود بلند این نتایج بالعکس شده و عمر برآورد شده از روش سوم کمتر از دو روش اول می‌باشد و این به دلیل رفتار متفاوت سازه در پرپودهای بلند می‌باشد.

با توجه به اینکه موج‌های با پرپود کوتاه که بیشترین بخش از موجهای دریا را شامل می‌شود، در نظر گرفتن انعطاف پذیری اتصال به شدت در افزایش عمر خستگی تخمین زده شده موثر بوده و در پروسه‌های ارزیابی عمر خستگی در سکوه‌های موجود و تدوین زمانبندی برنامه‌های بازرسی استفاده در نظر گرفتن اثر انعطاف پذیری اتصال ضروری می‌باشد.

جدول ۲: نتایج آنالیز خستگی در اتصال شماره ۸

Wave data			BRACE 1			BRACE 2		
N	Ts	Hs	Rigid Link Approach	Buitrago Approach	Sub-Structure Approach	Rigid Link Approach	Buitrago Approach	Sub-Structure Approach
1	1.5	0.25	373.187	620.157	Infinite	27.559	84.178	597.046
2	2.5	0.25	43.845	65.445	1740.493	10.163	13.438	47.503
3	3.5	0.75	14.573	28.966	40.294	0.229	0.269	0.430
4	4.5	0.75	33.409	42.648	49.580	0.773	0.870	0.607
5	5.5	1.25	23.583	38.190	36.187	0.380	0.420	0.228
6	6.5	2.25	9.829	22.064	15.365	0.122	0.134	0.068

جدول ۳: نتایج آنالیز خستگی در اتصال شماره ۶

Wave data			BRACE 1			BRACE 2		
N	Ts	Hs	Rigid Link Approach	Buitrago Approach	Sub-Structure Approach	Rigid Link Approach	Buitrago Approach	Sub-Structure Approach
1	1.5	0.25	Infinite	Infinite	Infinite	4981.641	Infinite	Infinite
2	2.5	0.25	46.139	47.623	2870.292	25.120	28.348	76.449
3	3.5	0.75	1.641	1.713	2.553	0.527	0.570	1.101
4	4.5	0.75	5.171	5.240	3.490	1.385	1.471	1.313
5	5.5	1.25	2.470	2.494	1.306	0.538	0.575	0.440
6	6.5	2.25	0.764	0.776	0.384	0.137	0.148	0.117



- offshore structures”, Proc. Institution of Civil Engs, 1986, Part 2.
6. Billington CJ, Lalani M, Tebbet I, "Background to new formulae for the ultimate limit state of tubular joints", Paper No. OTC4189, Offshore Technology Conference, 1982.
 7. Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves G, "OpenSees command language manual", 2006.
 8. American Petroleum Institute, "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms", RP2A-WSD; 2005.
 9. Miner.M.A, "Cumulative Damage in Fatigue", Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 12(3), pp.159-164, 1945.
 10. ABS, "Fatigue Assessment of Offshore Structures", 2010.
 1. HSE, "The effects of local joint flexibility on the reliability of fatigue life estimates and inspection planning", Offshore Technology Report 2001/056, HSE Books, Sudbury, ISBN 0 7176 2288 6, 2002.
 2. Buitrago.J, "Local joint flexibility of tubular joints", Offshore Technology Conference, ASME, Volume 1, pp, 405-416, 1993.
 3. DNV-OS-J101, "Design of Offshore Wind Turbine Structures", Det Norske Veritas Offshore Standard, June 2004.
 4. Alanjari P, Asgarian B, Kia M, "Nonlinear joint flexibility element for the modeling of jacket-type offshore platforms", Applied Ocean Research, in-press, 2011.
 5. Fessler H, Mockford PB, Webster JJ, "Parametric equations for the flexibility matrix of single brace tubular joint in



بررسی اثر انفجار بر عملکرد اتصالات تیر به ستون سپری پیچی با فرض خرابی دیوارهای آجری محصور کننده

سید امیرالدین صدرنژاد^۱، *مسعود ضیائی^۲

چکیده

با در نظر گرفتن تهدیدات تروریستی و خصمانه علیه کشور، بررسی عملکرد سازه‌ها در برابر انفجار از اهمیت به سزایی برخوردار است. یکی از مهمترین اعضای سازه‌ای که عملکرد کلی سازه را به شدت تحت تاثیر قرار می‌دهند اتصالات تیر به ستون هستند. عملکرد نامطلوب و خرابی این اتصالات می‌تواند باعث خرابی موضعی و در گام بعد بروز خرابی پیش رونده در سازه و فروریزی آن گردد. در این مقاله اثر بارگذاری انفجار بر عملکرد اتصالات تیر به ستون سپری پیچی مورد بررسی قرار گرفته است. این نوع اتصال به وفور در سازه‌های فولادی در کشور مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای اطمینان از نتایج مدل‌سازی اجزای محدود، در ابتدا صحت سنجی مدل با استفاده از نتایج یک تحقیق آزمایشگاهی انجام شده است. پس از اطمینان از دقت روش اجزای محدود در شبیه‌سازی رفتار اتصال، تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام گرفته است. به دلیل وجود تقارن تنها ۱/۸ از اتاق مورد مطالعه مدل‌سازی شده است. وزن ماده منفجره معادل ۱۵ کیلوگرم TNT در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از آزمایش نشان داد که وقوع انفجار در داخل اتاق باعث بروز کماتش پیچشی در تیر می‌گردد. همچنین ملاحظه گردید که این نوع اتصال رفتار نسبتاً شکل‌پذیری در برابر بارگذاری انفجار دارد.

کلمات کلیدی

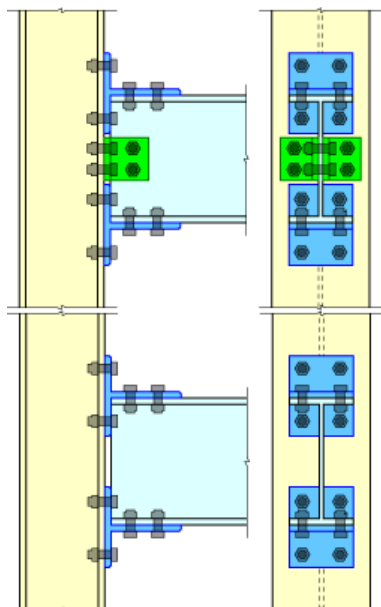
انفجار، اتصال تیر به ستون سپری پیچی، روش اجزای محدود، تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱. استاد دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیر طوسی sadrnejad@kntu.ac.ir

۲. *دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر طوسی mziaei@dena.kntu.ac.ir



نماید. این نوع اتصال در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: اتصال تیر به ستون سپری پیچی با و بدون استفاده از نبشی جان

نبشی‌ها می‌توانند با استفاده از تیر ورق و یا نصف کردن مقاطع I شکل ساخته شوند. این سپری‌ها با پیچ‌هایی با عملکرد برشی به بال تیر متصل می‌شوند. اتصال سپری به ستون با استفاده از پیچ‌هایی که در کشش عمل می‌کنند و به این انجام می‌پذیرد. معمولاً یک نوار برشی^۲ در کارخانه به بال ستون جوش داده می‌شود و این نوار برشی برای تقویت اتصال به جان تیر پیچ می‌شود.

۲ - مروری بر تحقیقات گذشته

بررسی اثر انفجار بر اتصالات سازه‌های فولادی در سال‌های اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است. با این حال تعداد و نوع اتصالات بررسی شده، به دلیل هزینه بالای آزمایشات و نیز پیچیدگی‌های موجود در روش‌های عددی، بسیار محدود است.

در سال ۱۹۹۹ Krauthammer [۱] رفتار اتصالات تیر به ستون فولادی و بتنی را به صورت عددی مورد بررسی قرار داد. نتایج این بررسی نشان داد که در نظر گرفتن

پدافند غیرعامل^۱ مجموعه اقداماتی است که انجام می‌شود تا در صورت بروز جنگ، خسارات احتمالی به حداقل میزان خود برسد. به بیان دیگر هر اقدام غیر مسلحانه‌ای که موجب کاهش آسیب‌پذیری نیروی انسانی، ساختمان‌ها، تاسیسات، تجهیزات، اسناد و شریان‌های کشور در مقابل عملیات خصمانه و مخرب دشمن گردد، پدافند غیرعامل گفته می‌شود. هدف از اجرای طرح‌های پدافند غیرعامل کاستن از آسیب‌پذیری نیروی انسانی و تاسیسات و تجهیزات حیاتی و حساس و مهم کشور علی‌رغم حملات خصمانه و مخرب دشمن و استمرار فعالیت‌ها و خدمات زیربنایی و تامین نیازهای حیاتی و تداوم اداره کشور در شرایط بحرانی ناشی از جنگ است.

یکی از روش‌های در نظر گرفتن پدافند غیرعامل، مقاوم سازی سازه‌های موجود در برابر بارگذاری انفجار و طراحی سازه‌های جدید با در نظر گرفتن اصول طراحی مقاوم در برابر انفجار است. یکی از مهمترین اجزای سازه‌ای که می‌تواند عملکرد کلی سازه را به شدت تحت تاثیر قرار دهد اتصالات تیر به ستون می‌باشد. عملکرد نادرست و خرابی اتصالات در اثر بارگذاری غیرعادی انفجار می‌تواند منجر به قطع مسیر انتقال بار گشته و در گام بعد با ایجاد خرابی پیش‌رونده باعث خرابی بخش بزرگی از سازه و یا حتی فروریزش کلی سازه گردد. بنابراین واضح است که بررسی عملکرد این اتصالات در برابر انفجار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

اتصالات تیر به ستون پیچی یکی از کاربردی‌ترین نوع اتصالات در کشور می‌باشند. در بین اتصالات پیچی نیز اتصال ساخته شده با استفاده از سپری به وفور مورد استفاده قرار می‌گیرد. این نوع اتصال دارای سختی اولیه قابل ملاحظه‌ای است. همچنین استفاده از پیچ به دلیل شکل‌پذیری بیشتر در مقایسه با جوش، می‌تواند عملکرد مناسبتری از دیدگاه جذب انرژی انفجار برای اتصال فراهم

^۲ Shear tab

^۱ Passive Defense



جزئیات ویژه برای تامین ایمنی اتصالات در برابر بارگذاری انفجار ضروری است. همچنین نشان داده شد که اتصالات جوشی که مطابق آیین نامه TM5-1300 [۲] ایمن در نظر گرفته شده‌اند ممکن است در اثر مقدار ماده منفجره مجاز به دلیل شکست جوش‌ها دچار خرابی گردند. بعلاوه ملاحظه گردید که تغییر رفتار مکانیکی فولاد در کرنش‌های با نرخ بالا از اهمیت زیادی برخوردار است.

در سال ۲۰۰۵ Sabuwala و همکاران [۳] با استفاده از روش جزای محدود عملکرد اتصالات تیر به ستون صلب را در برابر بارگذاری انفجار مورد بررسی قرار دادند. مدل‌سازی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود ABAQUS [۴] انجام گرفت. کفایت معیارهای ذکر شده در TM5-1300 مورد بررسی قرار گرفت و نقاط بحرانی اتصال مشخص گردید. نتایج مدل‌های اجزای محدود نشان می‌دهد که معیارهای آیین نامه ذکر شده براب مقاومت در برابر بارگذاری انفجار کفایت نمی‌کند. به‌علاوه، اتصالات صلب تقویت نشده مورد بررسی عملکرد ضعیفی در برابر بارگذاری انفجار دارند و خیز بالا و تنشهایی بالاتر از تنش جاری شدن در اتصال به وجود می‌آید.

در سال ۲۰۰۸ Hyun و Krauthammer [۵] رفتار اتصالات تحت بارگذاری انفجار و ضربه را مورد بررسی قرار دادند. سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری پارامترهایی بودند که در این تحقیق به صورت نمودارهای بار-ضربه مورد بررسی قرار گرفتند. در گام بعد نمودارهای حاصله برای اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ساده سازی شده مورد استفاده قرار گرفتند. در این تحقیق تنها اتصال صلب تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال بال تیر مورد بررسی قرار گرفت. نتیجه گرفته شد که استفاده از نمودارهای بار-ضربه می‌تواند در شبیه سازی رفتار قاب‌های فولادی ساده سازی شده بطور موثری مورد استفاده قرار گیرد.

در سال ۲۰۱۱ Arciszewski Urgessa [۶] عملکرد سه نوع اتصال تیر به ستون در برابر بارگذاری انفجاری ناشی از کامیون حامل مواد منفجره را مورد بررسی قرار دادند. اتصالات در دو حالت معمولی و مقاوم سازی شده با

استفاده از صفحه جانبی مورد بررسی قرار گرفتند. منحنی‌های تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار FEFLO [۷] که یک نرم افزار دینامیک سیال محاسباتی است بدست آمد. ملاحظه گردید که رفتار اتصالات تقویت شده با صفحه کناری بهتر از اتصالات بدون تقویت بوده است.

در سال ۲۰۱۱ ساعدی و ضیائی [۸] رفتار اتصالات نیمه گیردار نبشی بالا و پایین به همراه نبشی بال را در برابر بارگذاری انفجار مورد بررسی قرار دادند. برای انجام تحقیق نرم افزار اجزای محدود ANSYS [۹] مورد استفاده قرار گرفت. کفایت معیارهای ذکر شده در آیین نامه و نیز موه‌های خرابی اتصالات ذکر شده در این تحقیق مورد مطالعه قرار گرفت.

۳- بارگذاری انفجار

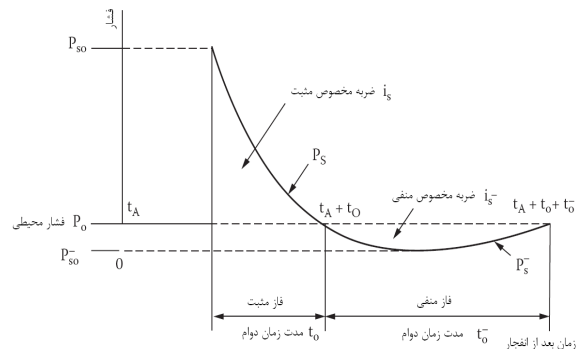
۳-۱- انفجار خارج از سازه

شکل عمومی تاریخچه فشار- زمان مربوط به موج شوک یک انفجار هوایی در هوای آزاد در شکل ۲ نشان داده شده است. جبهه موج به دلیل افزایش ناگهانی فشار ناشی از وقوع انفجار لزوماً عمودی است. فشار حداکثر ناشی از انفجار P_{so} در انتهای این فاز اولیه (زمان افزایش) قرار دارد. فشار ناشی از وقوع انفجار فشاری است که بر سطح موازی با جهت انتشار وارد می‌شود. سرعت انتشار V با زمان و فاصله کاهش می‌یابد ولی معمولاً از مقدار سرعت صوت در محیط بیشتر است.

جبهه شوک در زمان t_a به هدف می‌رسد. بعد از گذشت t_r ثانیه از زمان رسیدن به هدف یعنی t_a ، فشار به میزان حداکثر خود یعنی P_{so} خواهد رسید. از آنجایی که فاصله زمانی مابین رسیدن جبهه شوک به هدف و وقوع فشار حداکثر، t_r ، بسیار کوتاه است، می‌توان فرض کرد که رسیدن به مقدار فشار حداکثر بصورت آنی بعد از رسیدن جبهه شوک اتفاق می‌افتد. فشار حداکثر P_{so} در مدت زمان t_0 افت نموده و برابر با فشار اولیه محیط می‌شود که این فاصله به عنوان فاز مثبت ضربه فشار تعریف می‌گردد.



بعد از این مرحله، فاز منفی اتفاق می افتد که به مدت t_0^- ادامه خواهد داشت و در این فاصله میزان فشار از میزان فشار اولیه محیط کمتر خواهد بود و مسیر باد (حرکت ذرات) معکوس خواهد شد. فاز منفی در طراحی اهمیت چندانی ندارد و معمولاً از آن صرف نظر می شود. مقدار ضربه ای که در اثر موج انفجار به هدف وارد میگردد برابر مساحت زیر منحنی فاز مثبت منحنی فشار- زمان است و با \dot{t}_s^+ نمایش داده می شود.



شکل ۲: منحنی تاریخچه زمانی زمان-فشار ناشی از انفجار

تولید می کند و این پروسه برای مدت زمان قابل توجهی ادامه خواهد داشت. در همین زمان، گازهای با فشار و دمای بالا که از انفجار تولید شده است در داخل فضای بسته انبساط پیدا می کند. این فاز محیط انفجار را فاز فشار گاز^۳ می گویند که در اثر نشت گاز از فضای بسته و نیز سرد شدن دمای گازها، فشار به فشار محیط خواهد رسید. مدت زمان دوام فاز فشار گاز بطور قابل ملاحظه ای بیشتر از مدت زمان دوام فاز فشار شوک است. به دلیل این مدت دوام طولانی، این فاز را شبه استاتیک^۴ نیز می گویند.

تاریخچه فشار-زمان در انفجار داخلی به میزان زیادی وابسته به عملکرد دیوارهای محصور کننده سازه بستگی دارد. در صورتی که این دیوارها تا پایان بارگذاری انفجار باقی بمانند اثرات انعکاس فشار قابل توجه است. در این مقاله فرض شده است که دیوارهای آجری اطراف اتاق در ابتدای بارگذاری انفجار از بین می روند و از آنجایی که دیگر سطح قابل توجهی برای انعکاس موج فشار باقی نمی ماند می توان از انعکاس های ثانویه صرف نظر نمود.

۴- مدل سازی اجزای محدود

۴-۱- صحت سنجی مدل اجزای محدود

قبل از مدل سازی اتصال برای بررسی رفتار آن باید از صحت و دقت نتایج پیش بینی شده توسط روش اجزای محدود اطمینان حاصل نمود. برای این کار نتایج اندازه گیری شده در یک آزمایش معتبر باید با مقادیر حاصل از مدل اجزای محدود متناظر با نمونه آزمایش شده مقایسه شوند و در صورت انطباق نتایج می توان به نتایج حاصل از مدل سازی اتصال اطمینان نمود.

آزمایشی که برای این کار انتخاب گردیده است آزمایشی است که در سال ۲۰۰۲ توسط Popov و Takhirov بر روی نمونه های اتصال سپری پیچی انجام گرفته است. دو نمونه آزمایش شده در شکل ۳ نشان داده شده است و خصوصیات مکانیکی آنها در جدول ۱ ارایه شده است.

³ Gas pressure phase

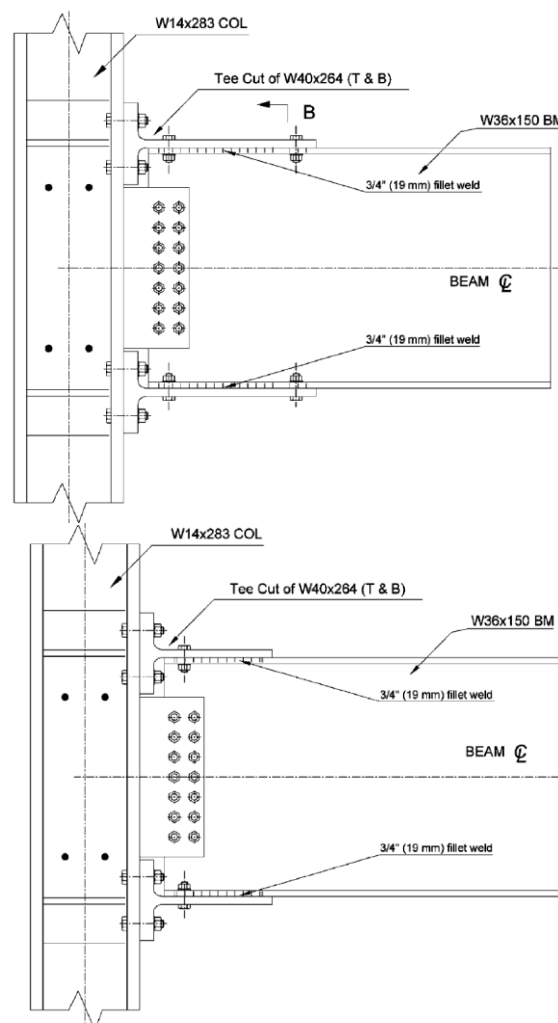
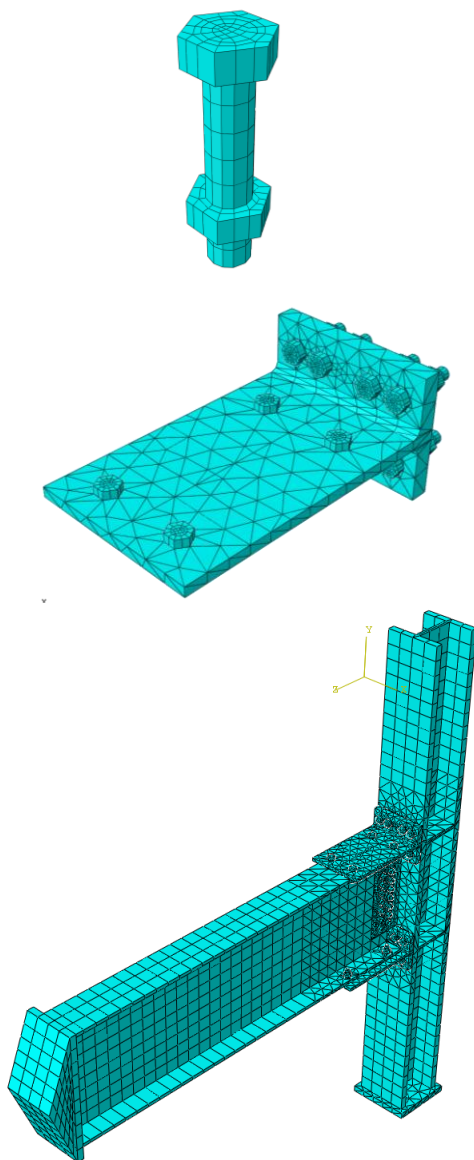
⁴ Quasi-static



۲-۳- انفجار داخل سازه

حالت پیچیده تری از شرایط انفجار وقتی به وجود می آید که انفجار در داخل یک فضای محدود شده اتفاق بیفتد. پدیده انفجار-زمان در این حالت در ابتدا بسیار شبیه شرایط کروی و نیم کروی است که مشخصه آن یک افزایش فشار ناگهانی است که به عنوان فاز فشار شوک تعریف می شود. فاز شوک به سطوحی که فضای بسته را ایجاد نموده اند برخورد نموده و آنها را بارگذاری می کند و همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده است، در نتیجه این برخورد امواج شوک انعکاسی تولید می شود. مدت زمان دوام فاز فشار شوک بسیار کوتاه است و می توان آن را از روی سرعت جبهه شوک و فاصله بین ماده منفجره و سطوح مختلف تخمین زد. بعد از فاز شوک، محیط انفجاری بسیار پیچیده می شود و تعریف آن بسیار دشوار خواهد بود. امواج شوک انعکاس یافته منتشر شده و با سطوح مختلف موجود در محیط اندرکنش انجام می دهد. هر کدام از این اندرکنش ها امواج شوک انعکاسی جدیدی

اتصال که نیاز به دقت بالاتر وجود دارد از مش بندی ریزتر استفاده شده است و اندازه مش‌ها با دور شدن از محل اتصال افزایش داده شده است تا زمان مورد نیاز برای تحلیل کاهش یابد. شرایط تکیه‌گاهی به گونه ای اختصاص داده شده است تا شرایط تکیه‌گاهی آزمایش به دقت شبیه‌سازی گردد.



شکل ۳: مشخصات پروفیل‌های استفاده شده در نمونه‌های آزمایش شده

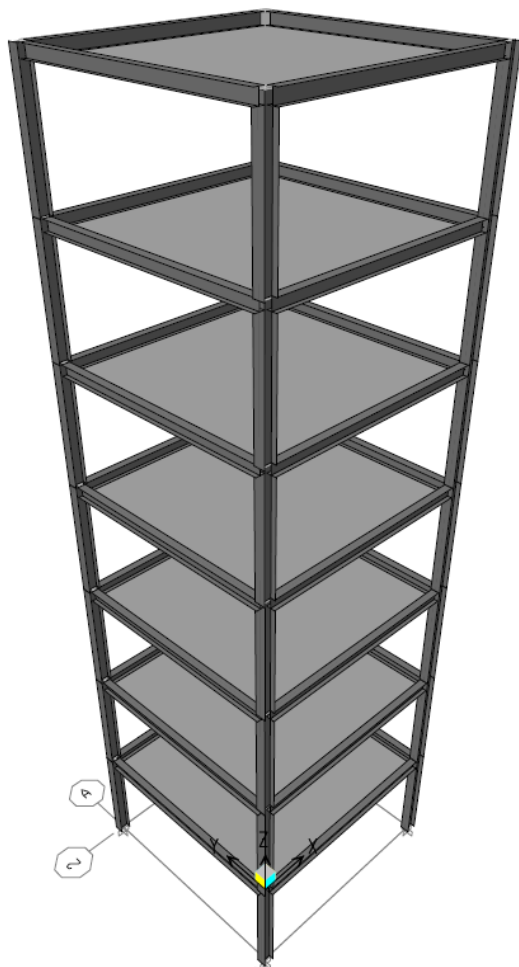
جدول ۱: مشخصات مکانیکی پروفیل‌های استفاده شده تیر، ستون و سپری

عضو	پروفیل استفاده شده	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (Mpa)
تیر	W36x150	۳۹۰	۵۱۲,۶
ستون	W14x283	۳۵۸,۸	۴۵۴,۷
سپری	W40x264	۴۴۱	۵۴۴,۳

تحلیل بارافزون بر روی مدل‌های ساخته شده انجام شده است و نتایج حاصل از آزمایش و مدل اجزای محدود برای اتصال اول و دوم در شکل ۵ مقایسه شده‌اند. همانطور که ملاحظه می‌شود انطباق مناسبی بین نتایج

مدل اجزای محدود دو نمونه ذکر شده در بالا با در نظر گرفتن تمامی جزئیات ساخته شده است. در ساخت مدل از المان‌های ۴ گرهی هرمی شکل و نیز المان‌های ۸ گرهی مکعبی شکل استفاده گردیده است. در نواحی نزدیک به

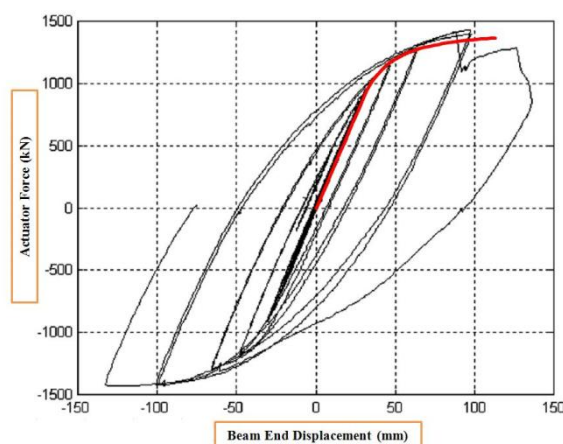
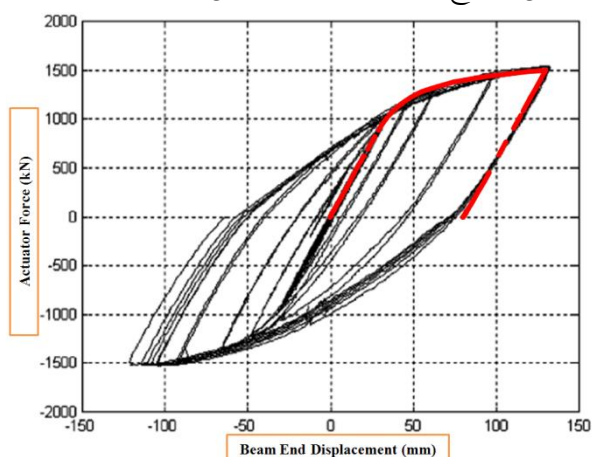
TNT به وزن ۱۵ کیلوگرم قرار گرفته است. در تحلیل فرض شده است که تمامی دیوارهای سازه در اثر انفجار تخریب شده و بنابراین از انعکاس‌های ثانویه موج انفجار صرف‌نظر گردیده است.



شکل ۶: سازه طراحی شده در نرم افزار ETABS

تحلیل دینامیکی صریح غیرخطی انجام گرفته است و نتایج در شکل ۷ تا ۱۱ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود تیر دچار کماتش پیچشی گردیده است و حداکثر تغییر مکان تیر در جهت عمود بر امتداد آن ۲/۰۷ سانتی متر بوده است.

وجود دارد و این امر توانایی نرم‌افزار اجزای محدود در پیش‌بینی صحیح رفتار اتصال را اثبات می‌نماید.



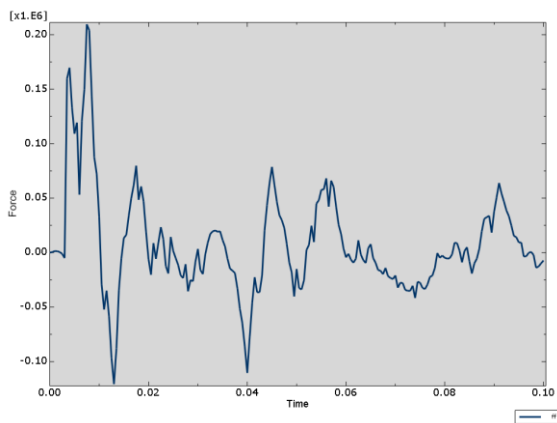
شکل ۵: مقایسه نتایج حاصل از آزمایش (با رنگ سیاه) و نتایج مدل اجزای محدود (با رنگ قرمز) برای نمونه اول (راست) و نمونه دوم (چپ)

۴-۲- شبیه‌سازی رفتار اتصال در بارگذاری انفجار

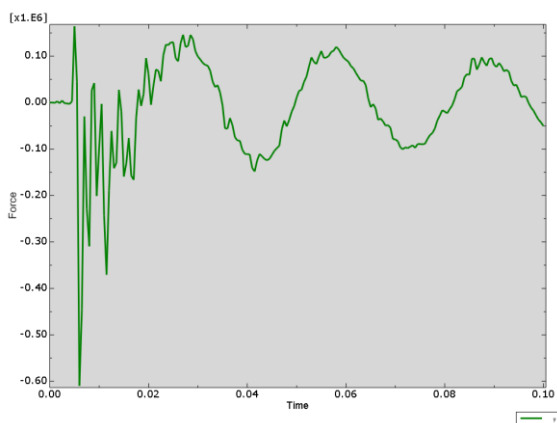
ارتفاع اتاق مورد مطالعه برابر ۳,۵ متر و ابعاد اتاق ۷×۷ متر در نظر گرفته شده است. سازه ای ۷ طبقه در نرم افزار ETABS طراحی شده و لنگر و برش آن برای طراحی اتصال سپری به کار برده شده است. سازه طراحی شده در شکل ۶ نشان داده شده است.

سپس مدل دقیق اتصال به همراه تیر و ستون و با در نظر گرفتن تمامی جزئیات در نرم افزار ABAQUS ساخته شده است. همانطور که قبلاً ذکر شد به دلیل وجود تقارن در مدل تنها ۱/۸ اتاق مدل‌سازی شده است. سازه با استفاده از روش CONWEP تحت تاثیر ماده منفجره

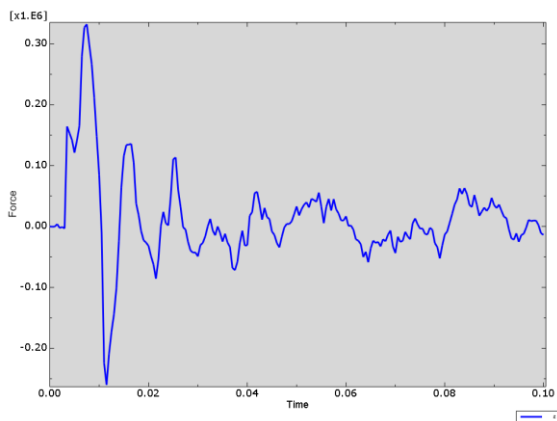




شکل ۹: نمودار تاریخچه زمانی نیرو در جهت محور X



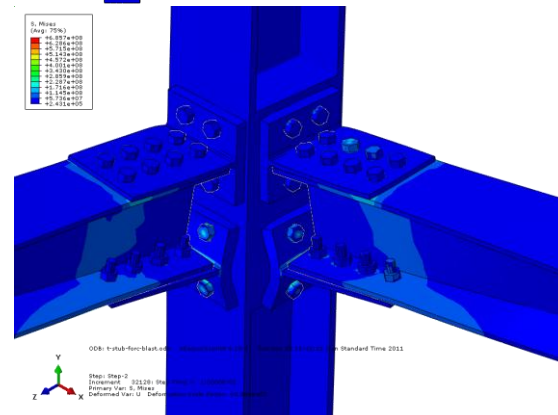
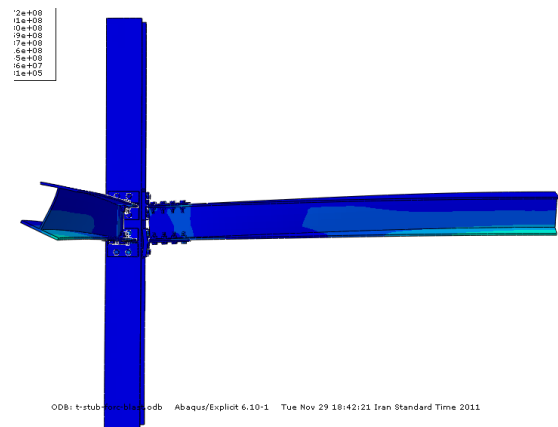
شکل ۱۰: نمودار تاریخچه زمانی نیرو در جهت محور Y (محور عمودی)



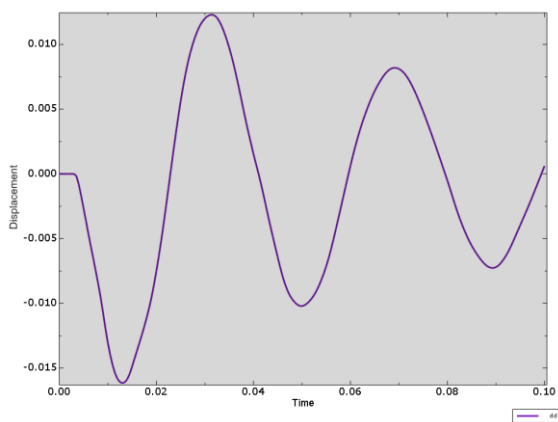
شکل ۱۱: نمودار تاریخچه زمانی نیرو در جهت محور Y (محور عمودی)

۵- نتیجه گیری

در این مقاله اثر بارگذاری انفجار بر سازه‌ای با اتصالات صلب سپری پیچی مورد بررسی قرار گرفته است. برای اطمینان از صحت نتایج مدل اجزای محدود، صحت سنجی



شکل ۷: تغییر شکل ۲ میلی ثانیه بعد از وقوع انفجار در اتاق



شکل ۸: نمودار تاریخچه زمانی تغییر مکان وسط تیر در جهت عمود بر امتداد آن

- [6]. Urgessa G. , Arciszewski T., Blast response comparison of multiple steel frame connections, *Finite Elements in Analysis and Design*, Volume 47, Issue 7, Pages 668-675, 2011
- [7]. FEFLO, Naval Research Laboratory (NRL), Laboratory for Computational Physics and Fluid Dynamics (LCP&FD), Washington DC, USA
- [8]. Saedi Daryan A., Ziaei M., Sadrnejad S.A., The behavior of top and seat bolted angle connections under blast loading, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 67, Issue 10, Pages 1463-1474, 2011
- [9]. ANSYS finite element software, ANSYS Inc.
- [10]. Egor P. Popov, Shakhzod M. Takhirov, "Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 1: experimental study", *Engineering Structures*, 24, pp. 1523-1534, 2002

در گام اول انجام شده است و انطباق بسیار نزدیکی بین نتایج حاصل از آزمایش و نتایج پیش بینی شده توسط مدل اجزای محدود ملاحظه گردیده است. در گام بعد سازه اتاق با استفاده از نرم افزار ETABS طراحی و تحلیل شده و نتایج حاصل از این تحلیل برای طراحی اتصال به کار گرفته شده است.

پس از طراحی اتصال، مدل اجزای محدود اتصال با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و هندسی و مدلسازی دقیق تمامی اجزای سازه صورت گرفته است. بار انفجار با استفاده از روش CONWEP که یکی از معروفترین روشهای اعمال بارگذاری انفجار بر سازه‌ها می باشد بر سازه وارد شده و تحلیل دینامیکی صریح انجام گرفته است. نتایج تحلیل نشان می دهد که تیر در اثر بار انفجاری دچار کمزش پیچشی گردیده است. این امر به نوبه خود باعث ایجاد پیچش در سپری‌ها شده است. حداکثر کرنش در ساق پیچ‌هایی اتفاق افتاده است که سپری پایین را به بال تیر متصل می کنند. لقی پیچ‌ها تاثیر زیادی در جذب انرژی انفجار داشته و به سازه کمک نموده است تا بتواند انرژی بسیار زیاد ناشی از ماده منفجره را مستهلک و جذب نماید. همانطور که در شکل ملاحظه می شود اتصال رفتاری شکل پذیر در برابر انفجار داشته و توانسته است بار در نظر گرفته شده را با حفظ مسیر انتقال بار تحمل نماید.

مراجع

- [1]. Krauthammer T., Blast-resistant structural concrete and steel connections, *International Journal of Impact Engineering*, Volume 22, Issues 9-10, Pages 887-910, 1999
- [2]. TM5-1300, Structure to resist the effects of accidental explosions, USA army, 1990
- [3]. Sabuwala T., Linzell D., Krauthammer T., Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads, *International Journal of Impact Engineering*, Volume 31, Issue 7, Pages 861-876, 2005
- [4]. ABAQUS finite element software, Simulia Inc.
- [5]. Hyun C., Krauthammer T., Load-impulse characterization for steel connection, *International Journal of Impact Engineering*, Volume 36, Issue 5, Pages 737-745, 2009





بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل

*اسلام سازمند^۱، علی اکبر آقاچوک^۲، علی مزروعی^۳

چکیده

به منظور تعیین اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قاب‌های متشکل از ستون با مقطع جفت پروفیل و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، با تأکید بر نیاز به مدل‌سازی صحیح چشمه اتصال، سه قاب ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با پنج روش مختلف مدل‌سازی شده است. منحنی رفتاری چشمه اتصال در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل، عمدتاً به دلیل هم‌صفحه‌نبودن جان‌های ستون با جان تیر، متفاوت با اتصالات متعارف تیر I به ستون H می‌باشد. مدل‌های رفتاری چشمه اتصال بدست آمده برای اتصالات جفت پروفیل، به صورت چهارخطی ایده‌آل‌سازی شده است. قاب‌ها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل استاتیکی غیرخطی) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تحلیل‌های مودال نشان دادند که علی‌الخصوص برای پریرود مودهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌های قبلی نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قاب‌ها را ارائه نمایند و بدلیل اهمیت اثر مودهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب چشمه اتصال لازم و ضروری است. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که استفاده از مدل‌های چشمه اتصال در اتصالات متعارف جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قاب‌ها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد داشت. همچنین استفاده از سایر مدل‌ها بجای رفتار واقعی چشمه اتصال، که عمدتاً توسط مهندسين طراح برای مدل‌سازی قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد، ارزیابی نادرستی را به دنبال خواهد دارد.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، چشمه اتصال، مقاطع جفت پروفیل، ورق پیوستگی قائم، ورق پوششی ستون

۱. دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، sazmand@modares.ac.ir

۲. استاد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، A-Agha@modares.ac.ir

۳. عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی، amazroi@yahoo.com



سیستم قاب خمشی به دلیل ایجاد یک فضای باز و بدون مانع بین ستون‌ها در طراحی ساختمان‌ها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از مهمترین اجزاء قاب خمشی، اتصالات آن می‌باشند و همچنین شاخص‌ترین مولفه یک اتصال صلب خمشی، چگونگی انتقال لنگر بین اجزاء سازه می‌باشد. رفتار چشمه اتصال نیز که یک ناحیه مستطیل شکل از جان ستون، محصور بین ورق‌های پیوستگی افقی و بال‌های ستون می‌باشد، نقش مهمی در رفتار اتصال دارد. بنابراین مطالعات و تحقیقات گسترده‌ای در سرتاسر جهان بر روی چگونگی رفتار و عملکرد اتصالات خمشی بخصوص چشمه اتصال صورت گرفته است.

چشمه اتصال در تعیین سختی کلی و ظرفیت قاب نقش مهمی دارد. هنگامی که یک قاب خمشی در معرض بارهای جانبی قرار می‌گیرد، نیروهای برشی خیلی زیادی در چشمه اتصال ایجاد می‌شود. تغییر شکل‌های بدست آمده از چشمه اتصال دارای اثر مهم بر پاسخ قاب در هر دو محدوده رفتار خطی و غیرخطی می‌باشند. توصیف دقیق سختی چشمه اتصال در تحلیل‌ها که منجر به تخمین پیوند اصلی و دررفت قاب مورد نظر می‌شود و همچنین ارائه درست مقاومت چشمه اتصال و رفتار پس از خطی که مستقیماً طراحی تیرهای اطراف و خود چشمه اتصال را تحت تأثیر قرار می‌دهد، از اهمیت خاصی برخوردار است. به دلیل اهمیت رفتار چشمه اتصال، در نظر گرفتن آن در مدل‌های تحلیلی قابهای خمشی برای ارزیابی دقیق پاسخ لرزه‌ای لازم و ضروری است. در این خصوص چند روش توسط محققین پیشنهاد شده است [۳ و ۴].

برای لحاظ کردن تغییر شکل‌های چشمه اتصال در تحلیل قاب، نمایش سستی قاب به صورت خط مرکز-مرکز (CL) بایستی اصلاح شود. در این زمینه مقایسه‌ای میان نتایج آزمایش و تحلیل یک مجموعه اتصال تیر-ستون توسط krawinkler et al. گزارش شده است [۷، ۶، ۵ و ۸]. پاسخ

غیرخطی این نمونه متأثر از تسلیم چشمه اتصال می‌باشد. نتایج این تحقیق نشان داد که تحلیل با استفاده از مدل خط مرکز به مرکز بدون مدل‌سازی دقیق چشمه اتصال، نتایج گمراه‌کننده‌ای ایجاد می‌کند.

ضوابط آیین‌نامه‌های ساختمانی امریکا و همچنین ضوابط آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران اجازه ایجاد تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در چشمه اتصال قابهای تحت بارگذاری زلزله را می‌دهند. بنابراین در این نوع قابها، علاوه بر مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، یک منبع اصلی اتلاف‌کننده انرژی می‌تواند تشکیل مفاصل پلاستیک برشی در چشمه اتصال باشد [۳ و ۴]. لذا برای پیش‌بینی دقیق پاسخ یک قاب خمشی تحت بارگذاری زلزله، یک مدل تحلیلی دقیق برای پیش‌بینی پاسخ چشمه اتصال لازم می‌باشد.

در ایران به دلیل محدودیت دسترسی به مقاطع نورد شده بزرگ، استفاده از مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل و مقاطع قوطی شکل رایج و معمول می‌باشد. تفاوت عمده رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند [۱]. و در صورت اجرای ورق پیوستگی قائم، چشمه اتصال عملاً از سه ناحیه پانلی تشکیل شده است [۲]. بنابراین ارائه مدل‌های رفتاری چشمه اتصال در اینگونه اتصالات و علی‌الخصوص بررسی اثر آن بر رفتار جانبی قابهای خمشی فولادی لازم و ضروری به نظر می‌رسد.

بدین منظور در ادامه مدل‌های موجود برای رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف و منحنی‌های بدست آمده از رفتار چشمه اتصال در اتصالات دارای ستون با مقطع جفت پروفیل ارائه می‌گردد و سپس اثر آن بر رفتار جانبی قابها با تأکید بر نیاز به مدل‌سازی صحیح چشمه اتصال، مورد بررسی قرار می‌گیرد.



۲- مدل‌های موجود برای رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف

چندین محقق از جمله Huang و Fielding [۹]، Krawinkler [۵]، Wang [۱۰]، Kim و Engelhardt [۱۱] روابطی را بین نیروی برشی ناحیه پانلی V و تغییر شکل چشمه اتصال γ تحت بارگذاری یکنوا ارائه کرده‌اند. از این روابط بعنوان پایه مدل‌های تحلیلی برای توصیف رفتار چشمه اتصال بصورت فنرهای غیرخطی چرخشی استفاده شده است. روابط $V - \gamma$ ارائه شده توسط Krawinkler بعنوان مبنای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در چندین آئین‌نامه ساختمانی [۲ و ۳] نیز پذیرفته شده است. محققین سختی الاستیک المان پانل را با در نظر گرفتن تغییر شکل برشی الاستیک خالص سطح برشی مؤثر چشمه اتصال محاسبه کرده‌اند. Fielding و Krawinkler سطح برشی مؤثر A_{eff} را برابر $(d_c - t_{cf})t_{cw}$ در نظر گرفته‌اند و Wang سطح مؤثر برشی A_{eff} را به صورت $(d_c - 2t_{cf})t_{cw}$ در نظر گرفت. d_c عمق مقطع، t_{cf} ضخامت بال ستون، t_{cw} ضخامت جان ستون و زیرنویس‌های 'c'، 'f' و 'w' به ترتیب مربوط به ستون، بال و جان می‌باشند. لنگر تسلیم و سختی الاستیک چشمه اتصال به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$M_y^{pa} = \frac{V_y d_b}{(1-\rho)} = \frac{\tau_y A_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۱-الف)$$

$$K_\varepsilon = \frac{M_y^{pa}}{\gamma_y} = \frac{GA_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۱-ب)$$

یک رابطه دو خطی توسط Huang و Fielding پیشنهاد شده که شامل سختی الاستیک K_ε و سختی پس از الاستیک K_1 می‌باشد.

$$K_1 = \frac{5.2Gb_{cf}t_{cf}^3}{d_b(1-\rho)} \quad (۲)$$

Wang و Krawinkler et al. هرکدام روابط سه خطی $M^{pa} - \gamma$ پیشنهاد کردند که شامل سختی الاستیک K_ε بوده و با دو سختی پس از ناحیه خطی ادامه می‌یابد که با مقادیر K_2 و K_1 مشخص می‌شود. Krawinkler روابط

تجربی (آزمایشگاهی) برای سختی پس از الاستیک K_1 و لنگر تسلیم دوم M_{sh}^{pa} را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$K_1 = \frac{1.04Gb_{cf}t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (۴)$$

$$M_{sh}^{pa} = M_y^{pa} + \frac{3.12\tau_y b_{cf} t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (۵)$$

Wang سختی پس از الاستیک K_1 را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$K_1 = 0.7Gb_{cf}t_{cf}^2 \quad (۶)$$

Krawinkler و Wang سختی قسمت سخت‌شوندگی کرنش K_2 به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$K_2 = \frac{G_{st} A_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۷)$$

که G_{st} مدول برشی سخت‌شوندگی کرنش می‌باشد.

۳- بررسی رفتار چشمه اتصال در مقاطع جفت پروفیل و مقایسه با مدل‌های موجود

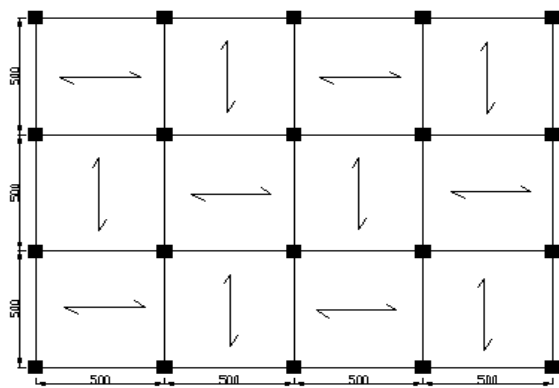
تحقیقات صورت گرفته قبلی مربوط به اتصالات با جان‌های تیر و ستون هم‌صفحه می‌باشد. اما در این مطالعه، قابهای خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقاطع دابل پروفیل و یک ورق پیوستگی قائم، دارای اتصالات با جان‌های تیر و ستون غیر هم‌صفحه مورد بررسی قرار می‌گیرد. تفاوت عمده چشمه اتصال اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند (شکل (۳)). این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد. بنابراین نیاز به مطالعه و بررسی رفتار اینگونه اتصالات و ناحیه پانلی آنها ضروری به نظر می‌رسد.



۴- بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها

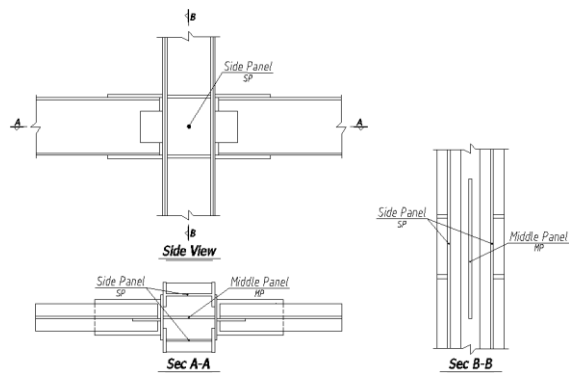
۴-۱- قابهای تحت مطالعه

به منظور بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها، سه قاب خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقطع جفت پروفیل و تیرهای I شکل با تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۲ انتخاب شده است. قابها از نوع قاب خمشی متوسط و طراحی آنها براساس معیارها و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده و برای تحلیل و طراحی قابها از نرم افزار SAP 2000 استفاده شده است. ساختمان‌ها در جهت طولی شامل چهار قاب خمشی با چهار دهانه ۵ متری و در جهت عرضی شامل پنج قاب خمشی با سه دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد. کاربری ساختمان‌ها مسکونی، در پلان و ارتفاع منظم و کف طبقات بصورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است. شتاب مبنای طرح در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد برابر $A=0.35$ و خاک ساختمانی از نوع II در نظر گرفته شده است. اتصال ستون‌ها به فونداسیون بصورت گیردار فرض شده است. پلان تیب طبقات و نحوه بارگذاری ثقلی در شکل (۵) نشان داده شده است.



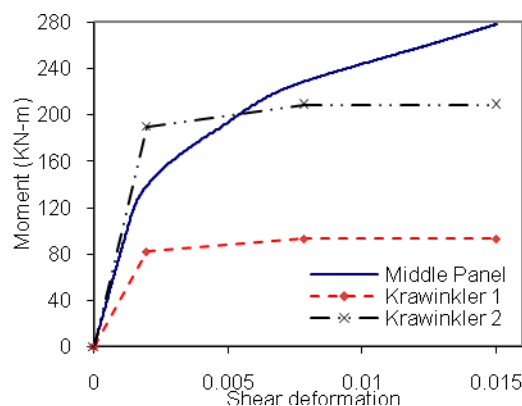
شکل (۵) - پلان تیب طبقات و نحوه بارگذاری

مقاطع تیر و ستون بدست آمده برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جداول (۱)، (۲) و (۳) ارائه شده است. تمامی تیرها از نوع IPE و تمامی ستون‌ها از نوع جفت پروفیل می‌باشند.



شکل (۳): چشمه اتصال در مقاطع جفت پروفیل.

در شکل (۴) Krawinkler1 مربوط به حالتی است که در روابط (۱) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} ، مقدار t_{cw} برابر ضخامت ورق پیوستگی قائم در نظر گرفته شده است و ضخامت ورق مضاعف برابر صفر منظور شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان‌های ستون (پانل‌های کناری) بعنوان ورق مضاعف هیچگونه تأثیری بر رفتار پانل میانی ندارند. در شکل (۴) Krawinkler2 مربوط به حالتی است که در روابط (۱) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} ، مقدار t_{cw} برابر مجموع ضخامت‌های ورق پیوستگی قائم و جان‌های ستون بعنوان ورق مضاعف در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان‌های ستون (پانل‌های کناری) بعنوان ورق مضاعف بدون فاصله (چسبیده) با ورق پیوستگی قائم بوده و بر رفتار پانل میانی کاملاً موثر (۱۰۰ درصد) می‌باشند.



شکل (۴): مقایسه تغییرشکل برشی چشمه اتصال مقاطع

جفت پروفیل با روابط Krawinkler.

جدول (۱) - مقاطع تیر و ستون قاب ۵ طبقه

طبقه	مقطع ستون‌ها	مقطع تیرها
1-3	2IPE240	IPE270
4-5	2IPE200	IPE 240

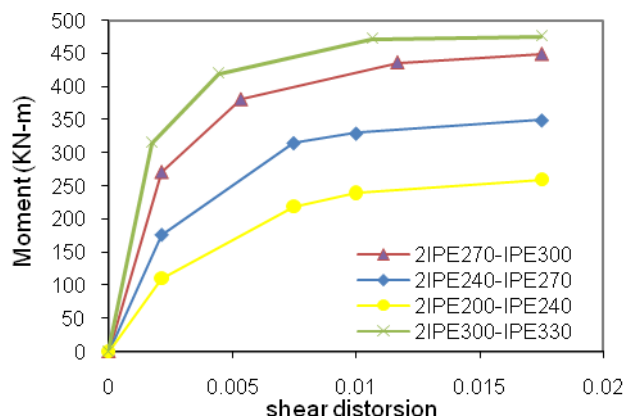
جدول (۲) - مقاطع تیر و ستون قاب ۸ طبقه

طبقه	مقطع ستون‌ها	مقطع تیرها
1-3	2IPE270	IPE300
4-6	2IPE240	IPE 270
7-8	2IPE200	IPE 240

جدول (۳) - مقاطع تیر و ستون قاب ۱۲ طبقه

طبقه	مقطع ستون‌ها	مقطع تیرها
1-3	2IPE300	IPE330
4-6	2IPE270	IPE 300
7-9	2IPE240	IPE 270
10-12	2IPE200	IPE 240

مدل‌های رفتاری چشمه اتصال بدست آمده از تحلیل‌های اجزاء برای برای اتصالات استفاده در قابهای تحت مطالعه، در شکل (۷) به صورت چهارخطی ایده‌آل‌سازی شده است.



شکل (۷) - رفتار چهارخطی ایده‌آل‌سازی چشمه اتصال

۲-۴- تحلیل‌ها و نتایج

در این بخش تحلیل‌های انجام شده بر روی قابها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل

استاتیکی غیرخطی) ارایه و نتایج آن مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

تحلیل‌های خطی

به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، با فرض کف صلب درون صفحه و جرم متمرکز در کف‌ها، پنج مدل چشمه اتصال Kr-1, Kr-2, CL, RJ, PZ، برای قابها مورد بررسی قرار گرفته است. منظور از CL نمایش سستی قاب به صورت مدل خط مرکز به مرکز بدون در نظر گرفتن اثر چشمه اتصال و قسمت‌های صلب تیر و ستون، منظور از مدل RJ در نظر گرفتن رفتار صلب برای بخش‌هایی از تیر و ستون که در اتصال واقع می‌باشند و صرف نظر کردن از اثر چشمه اتصال، منظور از مدل PZ در- نظر گرفتن رفتار واقعی چشمه اتصال با استفاده از منحنی-های ارائه شده در شکل (۷) می‌باشد. ضمناً مدل Kr-1 همان Krawinkler1 و مدل Kr-2 همان Krawinkler2

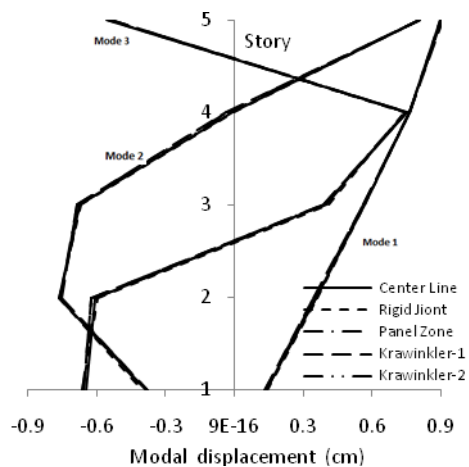
است که در بخش‌های قبلی مفصلاً تشریح گردید. نتایج تحلیل‌های مودال برای شش مود اول در قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جداول (۴)، (۵) و (۶) ارایه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده برای پریود مودهای مختلف، همانطور که انتظار می‌رفت مدل RJ سختی قاب را برای همه مودها به طور قابل ملاحظه‌ای دست بالا تخمین می‌زند. مدل‌های PZ، CL و Kr-2 از نظر سختی و مقدار پریود عمدتاً مابین دو مدل RJ و Kr-1 قرار گرفته‌اند. از نظر مقدار پریود برای هر سه قاب، مدل CL و Kr-2 به هم نزدیک بوده و مدل Kr-1 و PZ نیز تا حدودی به هم نزدیک می‌باشند. مقدار پریود برای همه مدل‌ها در مودهای اولیه اختلاف قابل توجهی داشته و رفته رفته این اختلاف در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد، به گونه‌ای که پریود همه مدل‌ها در مود ششم تقریباً به هم نزدیک می‌شود. اختلاف پریود میان مدل CL و RJ برای همه مودها و در هر سه قاب تقریباً ثابت است. اما این اختلاف میان مدل‌های PZ و

جدول (۶) - پریودهای طبیعی قاب ۱۲ طبقه

Natural Periods of the frame					
Mode	CL	RJ	PZ	Kr-1	Kr-2
1	2.912	2.754	3.111	3.185	2.957
2	1.070	1.012	1.138	1.166	1.086
3	0.622	0.587	0.652	0.665	0.624
4	0.420	0.395	0.433	0.439	0.416
5	0.309	0.288	0.309	0.313	0.300
6	0.237	0.220	0.233	0.235	0.228

همچنین از مقایسه نتایج بدست آمده در جداول (۴)، (۵) و (۶) مشاهده می‌گردد که اختلاف در مقدار پریود مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات از ۵ به ۱۲، افزایش می‌یابد. ضمن اینکه این افزایش اختلاف پریود در قاب با تعداد طبقات بیشتر میان مدل‌های CL و RJ، Kr-1 و PZ، Kr-2 و PZ نسبت به سایر مدل‌ها کمتر می‌باشد.

شکل‌های مودی برای سه مود اول قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) نشان داده شده است، مدل‌سازی متفاوت و گزینه‌های در نظر گرفته شده برای چشمه اتصال باعث پراکندگی قابل توجه در نتایج نشده است.



شکل (۸) - مود شکل‌ها برای سه مود اول قاب ۵ طبقه

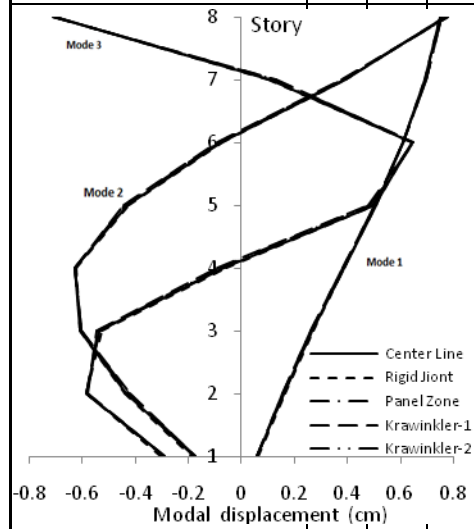
CL، PZ و RJ، Kr-1 و PZ، Kr-2 و Kr-1 و CL، RJ و Kr-2 برای هر سه قاب در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد. ضمن اینکه این کاهش اختلاف پریود در مودهای بالاتر میان مدل‌های Kr-1 و PZ، PZ و Kr-2 نسبت به سایر مدل‌ها کمتر می‌باشد.

جدول (۴) - پریودهای طبیعی قاب ۵ طبقه

Natural Periods of the frame					
Mode	CL	RJ	PZ	Kr-1	Kr-2
1	1.494	1.423	1.595	1.625	1.514
2	0.496	0.471	0.515	0.523	0.495
3	0.261	0.244	0.258	0.261	0.252
4	0.179	0.173	0.179	0.181	0.176
5	0.169	0.159	0.170	0.172	0.165
6	0.166	0.155	0.159	0.160	0.157

جدول (۵) - پریودهای طبیعی قاب ۸ طبقه

Natural Periods of the frame					
Mode	CL	RJ	PZ	Kr-1	Kr-2
1	2.0	1.9	2.2	2.2	2.0
	74	67	17	58	94
				0.7	0.7
				79	28
2					
3	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4
	15	91	26	32	10
4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	69	51	68	71	60
5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	95	80	87	89	84
6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	75	70	78	79	74



به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید به همین جهت دو نوع توزیع بار جانبی ارایه شده در [۱۲] ASCE 41-06 به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شده است :

۱- توزیع نوع اول (Triangular Load Pattern) : توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۱- توزیع نوع دوم (Uniform Load Pattern) : توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

برای تحلیل‌های غیرخطی مطابق روابط (۸) منظور شده است [۱۲].

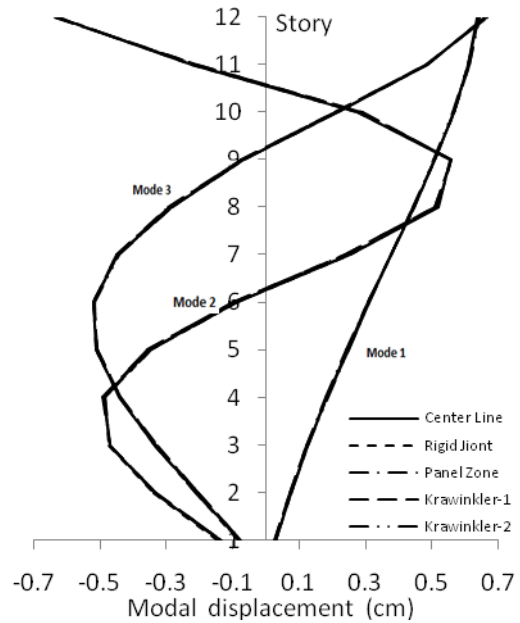
$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_I] \quad (8-a)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (8-b)$$

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه از رابطه زیر برآورد شده است [۱۲].

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_s^2}{4\pi^2} g \quad (9)$$

در رابطه بالا C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاح برای ارتباط ماکزیمم تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار به تغییرمکان‌های محاسبه شده برای پاسخ الاستیک خطی است، ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر ترتیب برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه برابر ۳۲/۴۴، ۵۳/۱۱ و ۸۵/۲۲ سانتیمتر می‌باشد.



شکل (۱۰) - مود شکل‌ها برای سه مود اول قاب ۱۲ طبقه

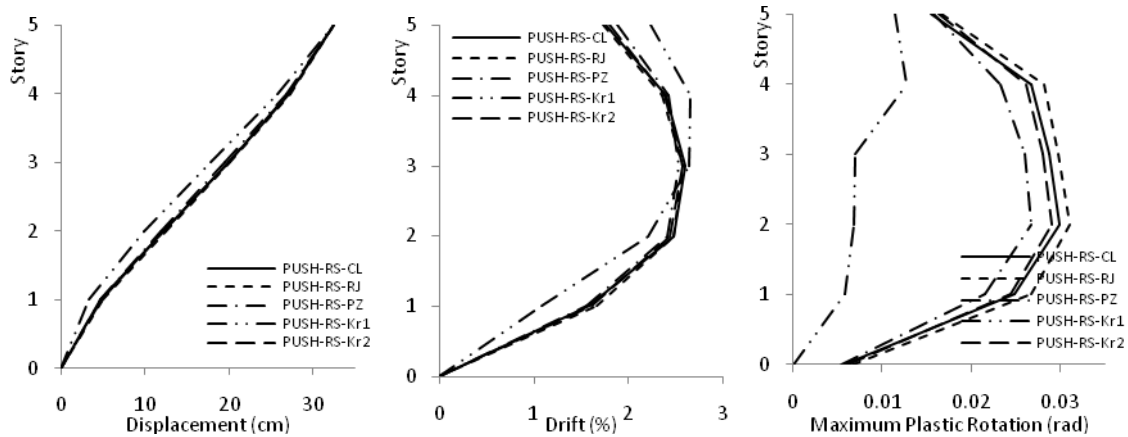
نتیجتاً تحلیل‌های مودال نشان دادند که علی‌الخصوص برای پیوند مودهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌ها نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قابها (مدل PZ) را ارائه نمایند. و همچنین بدلیل اهمیت اثر مودهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب برای چشمه اتصال ضروری به نظر می‌رسد.

تحلیل‌های غیرخطی

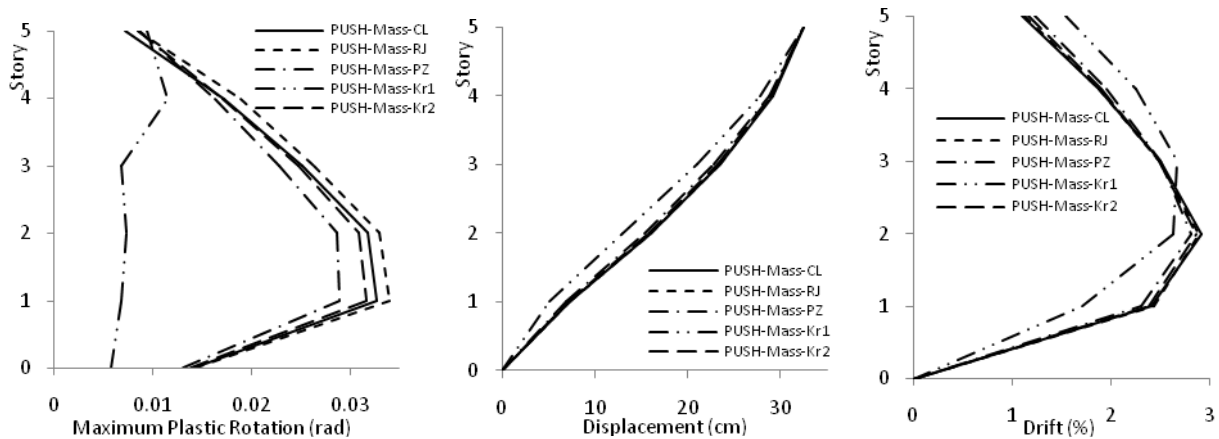
به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه‌ای، تحلیل‌های غیرخطی با در نظر گرفتن پنج مدل چشمه اتصال CL, RJ, PZ, Kr-1, Kr-2 برای قابها انجام شده است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب شده است. توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه تغییرمکان‌ها منظور می‌کند، S_E شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_E و g شتاب ثقل می‌باشد. با استفاده از رابطه (۹) مقادیر تغییرمکان هدف برای قابها محاسبه و به

اول و دوم در شکل‌های (۱۱) تا (۱۶) نشان داده شده است. لازم به ذکر است، همانطور که انتظار می‌رفت، چرخش‌های پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه در انتهای تیرها و در طبقه همکف در پای ستون‌ها اتفاق افتاده است.

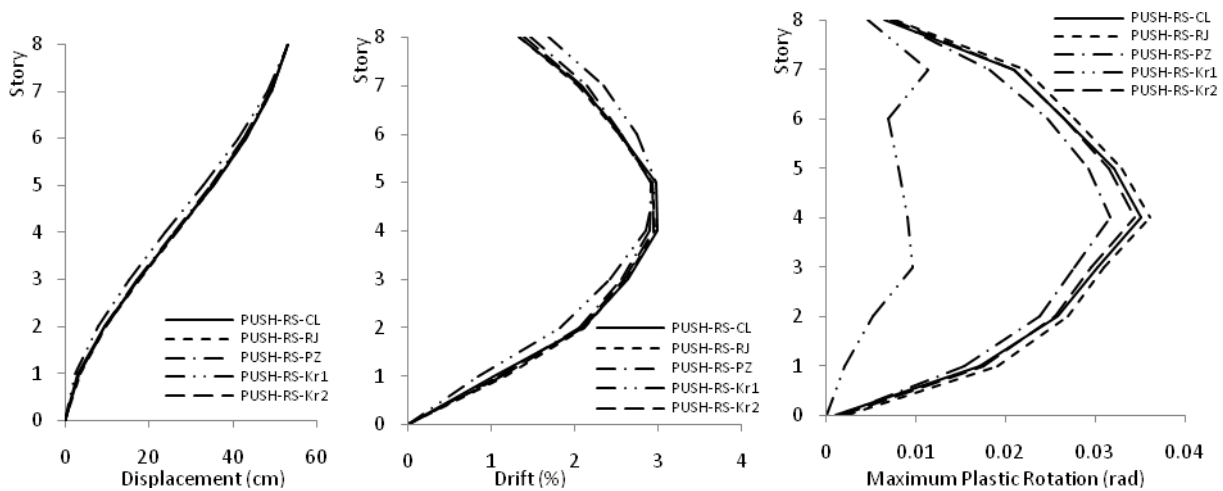
در ادامه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی شامل تغییر مکان طبقات، دررفت قابها و ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت هر دو الگوی بارگذاری نوع



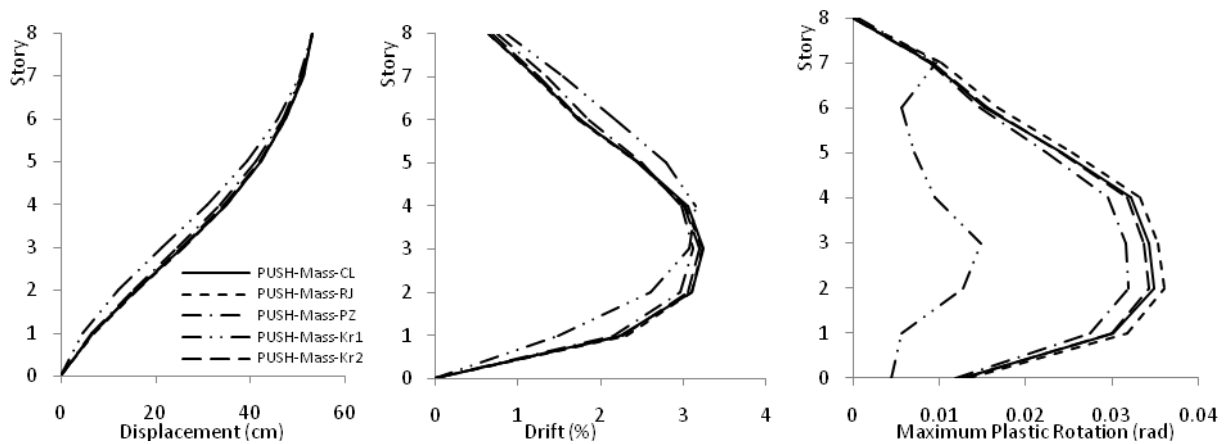
شکل (۱۱): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۵ طبقه.



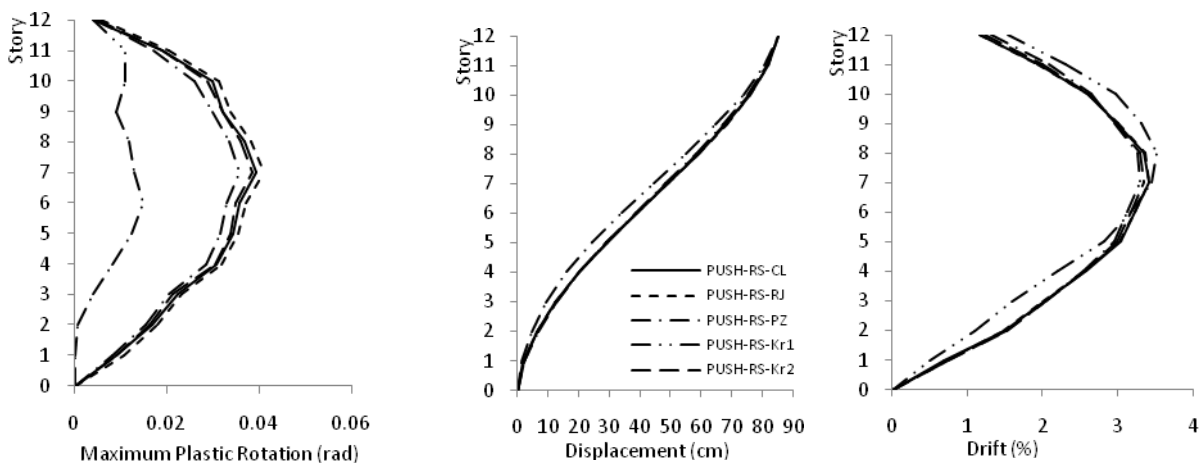
شکل (۱۲): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۵ طبقه.



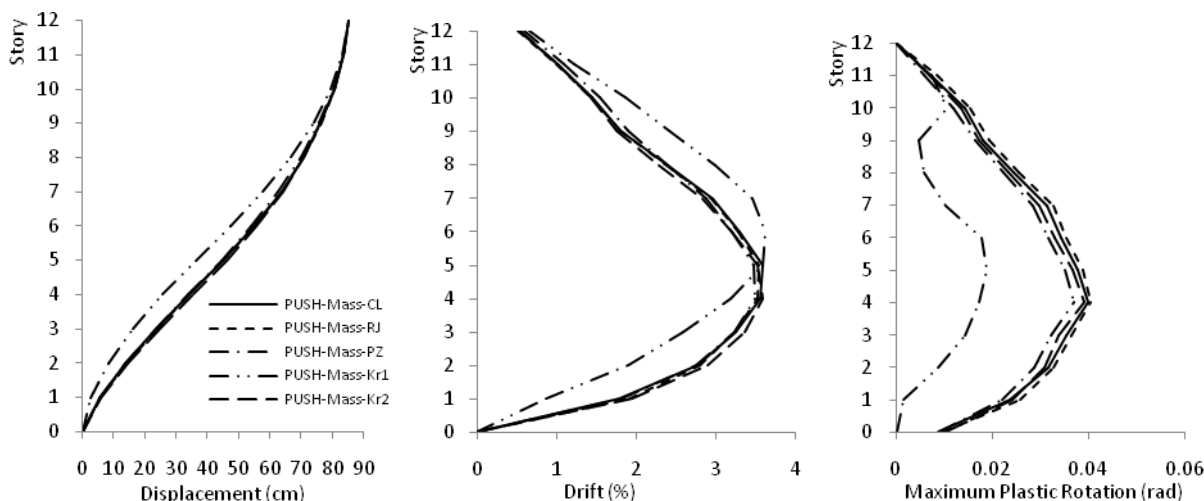
شکل (۱۳): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۸ طبقه.



شکل (۱۴): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۸ طبقه.



شکل (۱۵): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۱۲ طبقه.



شکل (۱۶): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۱۲ طبقه

داشت. از آنجائیکه مدل Kr-1 مربوط به حالتی است که صرفاً ضخامت ورق پیوستگی قائم در روابط Krawinkler اعمال می‌گردد، لذا ضخامت این ورق مهمترین پارامتر در تعیین مشخصات و سختی مدل Kr-1 بوده و بدیهی است تغییر در ضخامت ورق پیوستگی قائم نقش تعیین‌کننده‌ای در میزان خطای ایجاد شده در ارزیابی رفتار غیرخطی قاب ناشی از اعمال مدل Kr-1 دارد. صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در چرخش پلاستیک طبقه میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی نیز قابل توجه است. مدل PZ که نشان‌دهنده منحنی رفتاری واقعی چشمه اتصال است، به واسطه ارائه شکل‌پذیری و سختی واقعی چشمه اتصال، بخشی از چرخش‌های پلاستیک را به خود اختصاص داده و باعث کاهش چرخش‌های پلاستیک در تیرها و ستون‌ها نسبت به سایر مدل‌ها، صرف‌نظر از مدل Kr-1، می‌گردد. نتایج مدل‌های CL و Kr-2 بیشتر به هم نزدیک می‌باشند. در میان مدل‌های Kr-2، CL، RJ، PZ، Kr-2، کمترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه مربوط به مدل PZ و بیشترین مقادیر مربوط به مدل RJ می‌باشد. حداکثر افزایش چرخش پلاستیک طبقه در مدل RJ نسبت به مدل PZ در بارگذاری نوع اول برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۲۴٪،

همانطور که در شکل‌های (۱۱) تا (۱۶) مشاهده می‌گردد، منحنی‌های مربوط به تغییرمکان طبقات در تمام حالات شبیه مود شکل اول قابها می‌باشد و صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در تغییرمکان طبقات میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی، کمی باشد. ولی تفاوت قابل‌توجهی میان تغییرمکان طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. نتایج مشابه‌ای برای دررفت بین‌طبقه‌ای بدست آمده است که بیانگر تفاوت قابل ملاحظه میان دررفت طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌ها می‌باشد. بیشترین تفاوت در تغییرمکان طبقات و دررفت بین‌طبقه‌ای میان مدل‌های RJ و Kr-1 بدست آمده است. نتایج مدل‌های Kr-2 و RJ بیشتر به هم نزدیک می‌باشند. در منحنی‌های مربوط به ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه، تفاوت خیلی زیاد و معنی‌داری میان مدل Kr-1 و سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. بطوریکه بدلیل سختی کم چرخشی چشمه اتصال در مدل Kr-1، عمده تغییرشکل‌های پلاستیک طبقه در چشمه اتصال اتفاق می‌افتد و سهم کمتری به تیرهای طبقات و ستون‌های طبقه همکف می‌رسد. به وضوح ملاحظه می‌گردد که استفاده از مدل Kr-1 جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قابها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد



۰۵٪ و ۰۳٪ و در بارگذاری نوع دوم به ترتیب برابر ۰۱۷٪، ۰۱۶٪ و ۰۴۵٪ است.

۴- نتیجه گیری

تفاوت عمده چشمه اتصال در اتصالات متعارف با اتصالات متشکل از تیر I شکل و ستون با مقاطع دویل پروفیل، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند. این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد.

به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، پنج مدل KL, RJ, PZ, Kr-1, Kr-2 برای قابها مورد بررسی قرار گرفته است. قابها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل استاتیکی غیرخطی) تحلیل شده‌اند.

بر اساس نتایج بدست آمده برای پریود مودهای مختلف، همانطور که انتظار می‌رفت مدل RJ سختی قاب را برای همه مودها به طور قابل ملاحظه‌ای دست بالا تخمین می‌زند. مدل‌های PZ, CL, Kr-2 از نظر سختی و مقدار پریود عمدتاً مابین دو مدل RJ و Kr-1 قرار گرفته‌اند. از نظر مقدار پریود برای هر سه قاب، مدل CL و Kr-2 به هم نزدیک بوده و مدل Kr-1 و PZ نیز تا حدودی به هم نزدیک می‌باشند. مقدار پریود برای همه مدل‌ها در مودهای اولیه اختلاف قابل توجهی داشته و رفته رفته این اختلاف در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد، به گونه‌ای که پریود همه مدل‌ها در مود ششم تقریباً به هم نزدیک می‌شود. همچنین از مقایسه نتایج بدست آمده مشاهده می‌گردد که اختلاف در مقدار پریود مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات از ۵ به ۱۲، افزایش می‌یابد. مدل‌سازی متفاوت و گزینه‌های در نظر گرفته شده برای چشمه اتصال باعث پراکندگی قابل توجه در شکل‌های مودی نشده است. نتیجتاً تحلیل‌های مودال

نشان دادند که علی‌الخصوص برای پریود مودهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌های قبلی نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قابها را ارائه نمایند و بدلیل اهمیت اثر مودهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب چشمه اتصال ضروری به نظر می‌رسد.

نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان دهنده تفاوت قابل توجه میان تغییرمکان و دررفت طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌هاست. با مقایسه ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه، تفاوت خیلی زیاد و معنی‌داری میان مدل Kr-1 و سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. بنابراین استفاده از مدل Kr-1 جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قابها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد داشت. و تغییر در ضخامت ورق پیوستگی قائم نقش تعیین‌کننده‌ای در میزان خطای ایجاد شده در ارزیابی رفتار غیرخطی قاب ناشی از اعمال مدل Kr-1 دارد. صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در چرخش پلاستیک طبقه میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی نیز قابل توجه است. در میان مدل‌های Kr-2, PZ, RJ, CL، کمترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه مربوط به مدل PZ و بیشترین مقادیر مربوط به مدل RJ می‌باشد. تفاوت‌ها نشان‌دهنده اهمیت استفاده از مدل واقعی رفتار چشمه اتصال در ارزیابی پاسخ غیرخطی قابها می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌گردد استفاده از سایر مدل‌ها بجای مدل رفتار واقعی چشمه اتصال، که عمدتاً توسط مهندسین طراح برای مدل‌سازی قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد، ارزیابی نادرستی را به دنبال خواهد داشت. بنابراین ارائه رفتار واقعی چشمه اتصال، علی‌الخصوص در اتصالات با مقطع جفت پروفیل، و استفاده از مدل رفتاری واقعی چشمه اتصال در ارزیابی پاسخ غیرخطی قاب‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

۵- مراجع

- ۱- ع. مزروعی، و. سیمونیان، م. ن. عشقی، "ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران" گزارش تحقیقاتی شماره ک-۳۰۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۸.
- ۲- "مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان های فولادی)" دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۷.
- 3-AISC 341-05 (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- 4-Federal Emergency Management Agency, FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building"; June, 2000.
- 5- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behaviour of steel beam-to-column subassemblages. Report No. EERC 71-07, University of California Berkeley, Berkeley, California, 1971.
- 6- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Shear behavior of steel frame joints. Journal of the Structural Division, ASCE 1975;101(11): 2317-36.
- 7- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages. Report No. EERC 71/07, University of California, Berkeley, CA; 1971.
- 8- Krawinkler H, Mohasseb S. Effect of Panel Zone Deformations on Seismic Response. Journal of Constructional Steel Research 8 (1987) 233-250.
- 9- Fielding DJ, Huang JS. Shear in steel beam-to-column connections. Welding J. 1971;50(7):313s-26 (research supplement).
- 10- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 11- Kim KD, Engelhardt MD. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research 58 (2002) 605-635.
- 12-ASCE/SEI 41-06 , Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.



بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی CONXL با جزئیات جدید تحت بارگذاری چرخه‌ای

*علیرضا رضاییان^۱، مجید جمال امید^۲، فرهود شهیدی امام جمعه^۳، فرهاد شهیدی امام جمعه^۴

چکیده

ستون‌های قوطی عضوهای سازه‌ای مناسبی برای سازه‌های با قاب‌های خمشی در دو راستا هستند، اما اجرای ورق پیوستگی در آنها مشکل‌های اجرائی زیادی از جمله عدم دسترسی به درون ستون و دشواریهای جوشکاری را بوجود می‌آورد. جزئیات پیشنهادی جدید برای کاهش این مشکل در ستون‌های قوطی، اتصال CONXL می‌باشد. هدف از ارائه این جزئیات، صنعتی‌سازی، حذف جوشکاری در محل، افزایش کیفیت ساخت و سادگی بازرسی می‌باشد. این اتصال، مجموعه‌ای از یقه‌های بال، یقه‌های گوشه‌ای و یقه‌جان می‌باشد که از طریق توزیع نیرو بین این المان‌ها، نیروهای بوجود آمده در اتصال را به ستون منتقل می‌نماید. در این مقاله به بررسی رفتار چرخه‌ای این نوع از اتصال به صورت عددی پرداخته شده است. برای این منظور در ابتدا برای تایید مدل‌سازی و آنالیز، نتایج دو مدل اجزاء محدود اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و ورق انتهایی با بهره‌گیری از نرم افزار المان محدود Abaqus با نتایج آزمایشگاهی موجود مقایسه و تطابق مناسبی بین نمودار هیستریزیس و کرنش‌های پلاستیک آنها مشاهده گردید. در ادامه دو نمونه اتصال CONXL شامل تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) و تیر معمول در ستون‌های قوطی مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که، رفتار لرزه‌ای اتصال CONXL با RBS مناسب است و رفتار لرزه‌ای این اتصال برای تیر معمولی حتی در دوران‌های بالای ۰/۰۴ رادیان مطلوب بوده و ستون نیز بدون کمانش‌های قابل توجه تا انتهای بارگذاری باقی خواهد ماند.

کلمات کلیدی

اتصال خمشی CONXL، بارگذاری چرخه‌ای، RBS، ستون قوطی، یقه

*۱. عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، Alireza.Rezaeian@Kiau.ac.ir

۲. عضو هیأت علمی دانشگاه صنعتی مالک اشتر، Jomidi@iust.ac.ir

۳. دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه آزاد اسلامی واحد تاکستان، Fr.Shahidi@gmail.com

۴. دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه آزاد اسلامی واحد قزوین، Fr.Shahidi@yahoo.com

سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه در مناطقی با خطر لرزه خیزی زیاد مانند اکثر کشورهای آمریکایی، آسیایی و ایران بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرند. این مقاطع توخالی اغلب بصورت مقاطع نورد شده مانند مقاطع RHS، HSS و... یا بصورت مقاطع جوش شده از ورق می‌باشند [۱].

سختی و مقاومت خمشی بزرگ حول هر یک از محورها سبب می‌شود که مقاطع قوطی در خمش و فشار تاثیر بیشتری نسبت به مقاطع بال پهن متداول، به عنوان اعضای تیر ستون داشته باشند. بعلاوه، دارا بودن سختی پیشگی جانبی زیاد بدون هرگونه رفتار قابل توجه مبتنی بر اعوجاج، نیاز به مهار جانبی برای ستون را کاهش داده و زوال مقاومت را که عموماً از دوران ستون بر اثر کمناش پیشگی جانبی اتصال آغاز می‌گردد کاهش می‌دهد [۲، ۳].

توانایی شکل پذیری و اتلاف انرژی زیاد به دلیل تاثیر پذیری کم از کمناش محلی و دارا بودن مقاومت پس کمناشی، سبب می‌شود که مقاطع قوطی اعضای مناسبی به عنوان ستون در قابهای خمشی مقاوم در برابر زلزله باشند. همچنین ستون‌های قوطی بیشترین استفاده از مصالح و کمترین هزینه برای رنگ کاری و نگهداری از سطوح را فراهم می‌نمایند [۲]. با وجود تمامی مزایای فوق، محدودیت‌هایی بعلاوه شکل بسته ستونهای قوطی نسبت به سایر مقاطع وجود دارد که از جمله‌ی آنها می‌توان به عدم دسترسی به درون ستونهای قوطی برای جوشکاری و اجرای ورق‌های پیوستگی و به دنبال آن دشواریهای بازرسی جوش و افزایش هزینه ساخت را اشاره نمود، همچنین وجود دو جان موازی در ستونهای قوطی سبب رفتار متفاوت تری نسبت به سایر ستونهای بال پهن میگردد [۳]، همین عوامل سبب شده تا امروزه تحقیقات گسترده‌ای در سراسر دنیا در زمینه ارائه شکل مناسب و بررسی رفتار اتصالات ستونهای قوطی برای ایجاد راهکاری مناسب برای کاهش هزینه اجرا و توزیع بهتر نیروهای ایجاد شده در اتصال و انتقال آن به ستون انجام گیرد. در این زمینه افراد زیادی به تحقیق پرداخته‌اند. و

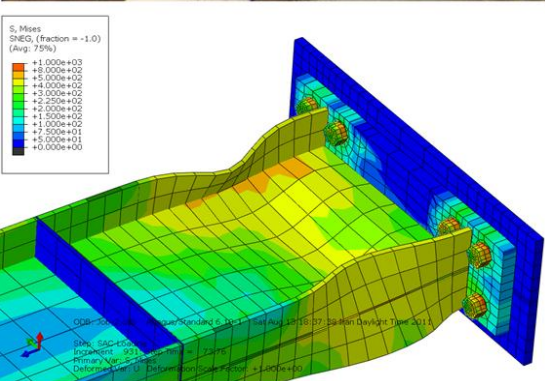
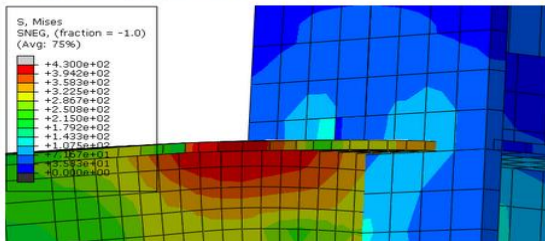
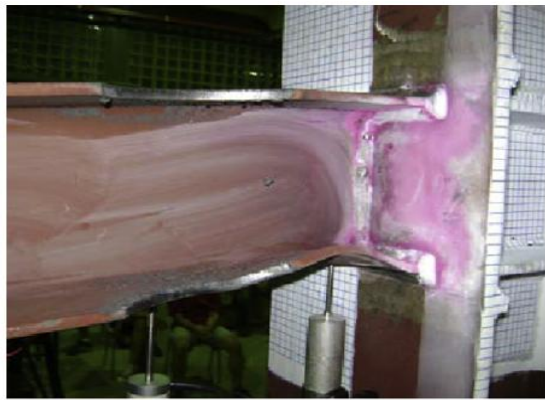
طرحهای زیادی نیز ارائه شد، یکی از این اتصالات جدید که در آیین‌نامه فولاد آمریکا به عنوان اتصال از پیش تعریف شده، پذیرفته شد اتصال ConXL می‌باشد. این اتصال برای اولین بار توسط Robert J. Simmons ارائه شد، هدف از ارائه این اتصال صنعتی‌سازی و حذف هرگونه جوشکاری در کارگاه و افزایش ایمنی کار و سادگی و سرعت اجرا در سازه‌های بلند مرتبه در ستون-های قوطی بود. این اتصال براساس تئوری Simmons ارائه گردید، که اجرای آن در کارگاه را به راحتی کشیدن و رها کردن اتصال در محل یقه‌ها ساده می‌نماید [۴]. این مقاله بطور عددی به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی ConXL می‌پردازد.

برای این منظور پس از صحت سنجی نتایج مدلسازی عددی اتصال RBS و اتصال ورق انتهایی پیچ شده با نمونه‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط دیگر محققان، دو نمونه اتصال ConXL، با تیر RBS و اتصال با تیر بدون برش RBS که در همه آنها ستون فاقد بتن پرکننده داخلی است مدل، و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. سپس نمودارهای نیرو- تغییر مکان و لنگر- دوران نمونه‌ها ترسیم و نتایج نشان داد که عملکرد لرزه‌ای هر دو نمونه خوب بوده و دوران های بالای ۰/۰۵ رادیان را نیز به خوبی و بدون کمناش‌های قابل توجه ستون تحمل می‌نمایند.

۲- صحت سنجی مدلسازی

از آنجا اتصال ConXL جدید بوده و اطلاعاتی در خصوص نتایج آزمایشگاهی آن وجود نداشت، برای صحت‌سنجی مدلسازی دو نمونه آزمایشگاهی از اتصالات فولادی انجام شده توسط D.T. Pachoumis و همکاران (اتصال RBS) در سال ۲۰۱۰ [۷]، و اتصال ورق انتهایی پیچی، انجام شده توسط Sumner و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۸] برای صحت سنجی اندرکنشها و عملکرد پیچ های پیش‌تنیده، تحت بار گذاری چرخه‌ای ارزیابی شدند.

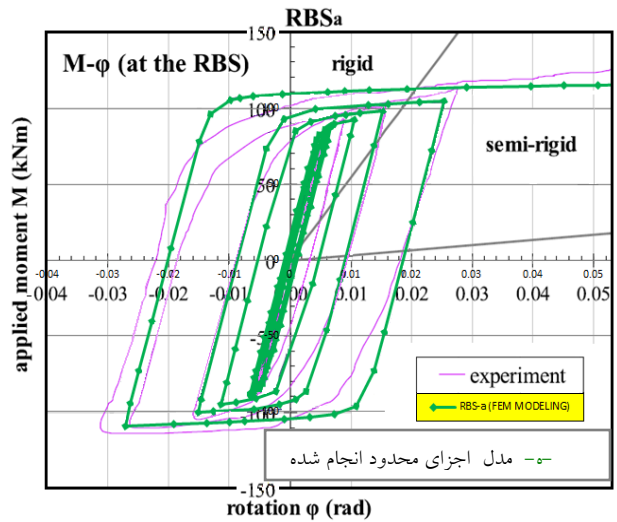




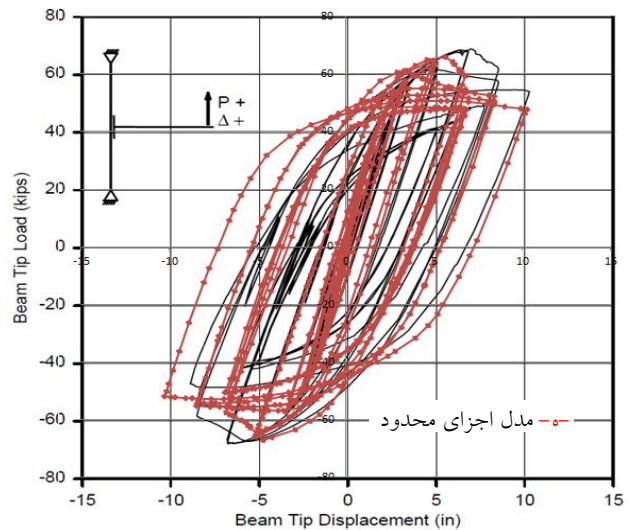
شکل (۴): مقایسه تغییر شکل های اتصال ورق

انتهایی 4E-1.25-1.5-24 در نمونه مرجع [۸] با نمونه اجزای محدود

دارای چشمه اتصال قوی بود فقط بال ستون با تنش تسلیم ۳۵۸ Mpa و تنش نهایی ۴۸۷ Mpa مدل گردید. همچنین علاوه بر بال ستون، برای ورق انتهایی با تنش تسلیم ۲۶۳ Mpa و تنش نهایی ۴۷۴ Mpa و میله پیچ و سر پیچ با تنش



شکل (۱): نمودار لنگر دوران اتصال RBS [۷]

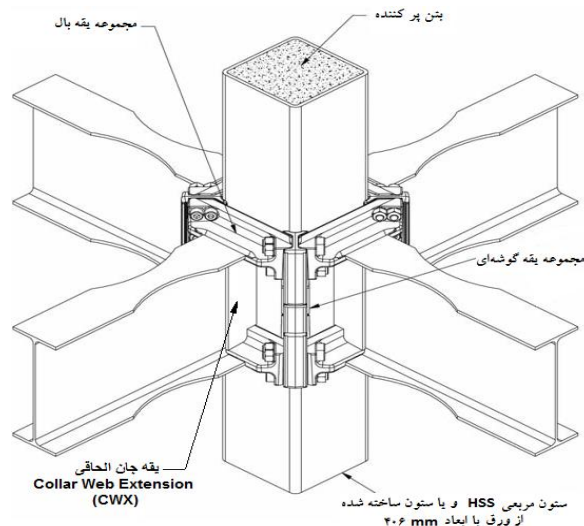


شکل (۲): نمودار لنگر دوران اتصال ورق انتهایی [۸]

مدلسازی‌ها با استفاده از نرم افزار Abaqus انجام شد. برای مدلسازی اتصال RBS، در تمام تیر و ستون از المان Shell چهار گره‌ای با انتگرال کاهش یافته، S4R، استفاده گردید، شکل (۳). تنش تسلیم تمام قطعات برابر ۳۱۰ Mpa و تنش نهایی برابر ۴۳۰ Mpa و مدول الاستیسیته برابر ۲۰۹ Gpa در نظر گرفته شد.

در مدلسازی اتصال ورق انتهایی، شکل (۴)، برای تیر از المان Shell چهار گره‌ای با انتگرال کاهش یافته، S4R، و تنش تسلیم ۳۶۹ Mpa و تنش نهایی ۴۸۷ Mpa برای بال تیر، و تنش تسلیم ۴۱۲ Mpa و تنش نهایی ۵۱۱ Mpa برای جان تیر، استفاده گردید. با توجه به این که ستون

نمودار هیستریزیس و تغییر شکل‌های هر یک از مدل‌های اجزای محدود همراه با نمونه‌های مرجع در شکل‌های (۱) تا (۴) نشان داده شده است. همانطور که نشان داده شده تطابق خوبی در تغییر شکل‌ها و نمودار هیستریزیس هر دو نمونه عددی اتصالات RBS و ورق انتهایی، با نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. بطوری که حداکثر میزان خطا در اتصال RBS، حدود ۱٪ و در اتصال ورق انتهایی حدود ۴٪ است، که نشان دهنده صحت مدل‌سازی می‌باشد.



شکل (۵): نمای کلی اتصال ConXL، [۵]

نهایی ۱۰۵۰ Mpa از المان Solid هشت گره‌ای با انتگرال کاهش یافته، C3D8R، استفاده شد [۹]. برای اعمال تنش تماسی از گزینه Surface To Surface با در نظر گرفتن اثر تماس سخت^۱ برای سطوح پیچ و سوراخ پیچ و تماس ورق انتهایی و بال ستون استفاده گردید. ضریب اصطکاک کولمب برابر ۰/۳ در نظر گرفته شد. میزان نیروی پیش تنیدگی نیز برابر حداقل مقدار ذکر شده در مرجع [۸] بر پیچ‌ها اعمال گردید. برای ابعاد و سایر مشخصات نمونه‌ها از مراجع [۷] و [۸] استفاده شد. سپس هر دو نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق مراجع [۷، ۸] قرار گرفتند،

۳- بررسی نمونه‌های عددی اتصال ConXL

۳-۱ پیکربندی و مکانیزم انتقال نیرو در اتصال ConXL اتصال خمشی ConXL، در شکل (۵) نشان داده شده است. این اتصال شامل مجموعه‌ای از یقه‌های بال بالایی، CFT^۲، یقه‌های بال پایینی، CFB^۳، یقه‌های گوشه‌ای بالایی، CCT^۴، یقه‌های گوشه‌ای پایینی، CCB^۵، یقه‌های گوشه‌ای میانی، CCM^۶ (در صورتی که عمق تیرها از ۶۰mm بیشتر باشد)، یقه جان الحاقی (فقط در وجه اتصال تیر به ستون)، CWX^۷ (شکل ۶) و مجموعه‌ای از پیچ‌های پر مقاومت پیش‌تنیده مورب (با زاویه ۴۵ درجه) می‌باشد، که مجموعاً گره ConXL را تشکیل می‌دهند. پیچ‌های پیش‌تنیده سبب

جدول (۱): هندسه و خصوصیات مصالح نمونه‌های مورد بررسی

نوع مقطع	ضخامت جان t_w (mm)	ضخامت بال t_f (mm)	پهنای بال (mm) b	ارتفاع جان h (mm)	طول قطعه L (mm)	خصوصیات مصالح
ستون - BOX 406x406x12.5	۱۲/۵	۱۲/۵	۴۰۶	۴۰۶	۳۰۰۰	ASTM A36; $F_y=280$ Mpa, $F_u=480$ Mpa
تیر W24x68	۱۰/۵۴	۱۴/۸۶	۲۲۷/۸۴	۶۰۲	۳۵۰۰	ASTM A36; $F_y=280$ Mpa, $F_u=480$ Mpa
مجموعه سیستم یقه (Collar Systems)	کلیه ابعاد و ضخامت‌ها و شیب‌های مختلف سطوح قطعات یقه بر اساس نقشه‌های تیپ ارائه شده در AISC 358S1-11 [۵] مدل گردید.					ASTM A572 Gr50; $F_y=390$ Mpa, $F_u=510$ Mpa
سخت کننده‌های تیر اتصال ConXL-NR	۱۰	-	-	۵۷۲/۲۸	۱۰۸/۷	ASTM A36; $F_y=280$ Mpa, $F_u=480$ Mpa
پیچ‌های $1\frac{1}{4}$ اینچ (قطر ۳۲mm)	-	-	-	-	۱۲۰	ASTM A574; $F_y=1050$ Mpa, $F_u=1150$ Mpa

1- Hard Contact
2- Collar Flange Top

3- Collar Flange Bottom
4- Collar Corner Top

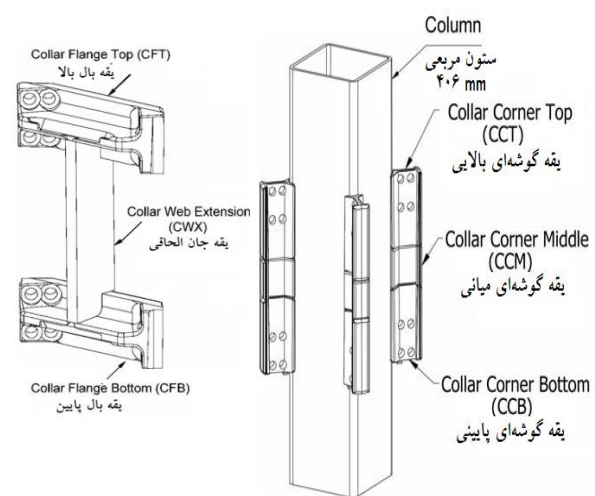
5- Collar Corner Bottom
6- Collar Corner Middle

7- Collar Web Extension



اتصال یقه‌های بال بالایی و پایینی به یقه‌های گوشه‌ای در چهار وجه ستون شده و سبب ایجاد دیافراگمی صلب پیرامون ستون می‌گردد، شکل‌های (۵) و (۶) [۵].

اتصال تمامی یقه‌های بال بالایی و پایینی به تیر توسط جوش شیاری با نفوذ کامل و اتصال یقه جان الحاقی به تیرها و یقه‌های گوشه‌ای به دیواره ستون‌ها توسط جوش گوشه و اتصال یقه‌های گوشه‌ای به هم توسط جوش‌های شیاری در کارخانه صورت گرفته و قطعات در کارگاه فقط روی هم مونتاژ می‌گردند [۵، ۶].



شکل (۶): تعریف هندسه و جزئیات

اتصال ConXL، [۵]

مکانیزم انتقال نیرو در این اتصال از طریق انتقال نیروهای خمشی ایجاد شده در بال تیر بوسیله جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP)، به مجموعه یقه‌های بال صورت می‌گیرد. در این حالت یقه بال، نیروی فشاری بوجود آمده در بال تیر را توسط انحنا سراسری یقه بال و تماس تکیه‌گاهی ناشی از سطوح شیبدار یقه‌ها، به یقه‌های گوشه‌ای منتقل می‌کند. دیگر یقه بال، نیروی کششی ایجاد شده ناشی از خمش را به پیچ‌های پیش‌تنیده انتقال می‌دهد، پیچ‌های یقه این نیروها را در سرتاسر یقه بال‌های متعامد توزیع می‌کنند. سپس نیروها از پیچ‌های یقه‌های پشتی در وجه مخالف ستون عبور نموده و به سراسر جداره‌های ستون که ترکیبی از قسمت تماسی تحمل‌کننده بار و جوش‌های گوشه متصل

کننده یقه‌های گوشه‌ای به ستون می‌باشد، انتقال می‌یابد. همچنین در صورت وجود بتن پرکننده داخلی در ستون قسمتی از این نیروها به بتن پرکننده که در تماس با جداره‌های ستون است منتقل می‌شود [۵]، شکل‌های (۵) و (۶).

۲-۳ خصوصیات مصالح نمونه‌های مورد بررسی

خصوصیات مصالح تیرها و ستون‌ها بر اساس استاندارد ASTM A36، با تنش تسلیم ۲۸۰ Mpa و تنش نهایی ۴۸۰ Mpa و خصوصیات مصالح مجموعه یقه براساس استاندارد ASTM A572 Gr50، با تنش تسلیم ۳۹۰ Mpa و تنش نهایی ۵۱۰ Mpa در نظر گرفته شد.

پیچ‌ها بر اساس استاندارد ASTM A574 از نوع پیچ‌های پرمقاومت با تنش تسلیم ۱۰۵۰ Mpa و مقاومت نهایی ۱۱۵۰ Mpa در کرنش نظیر ۰/۲ فرض شدند. مدول الاستیسیته در تمامی نمونه‌ها و مصالح برابر ۲۱۰ Gpa در نظر گرفته شد، جدول (۱).

جدول (۲): تفاوت هندسی موجود در نمونه اتصال‌های مورد

بررسی

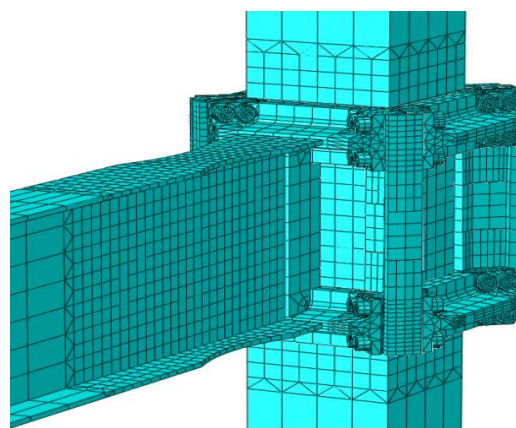
مشخصات برش RBS (mm)	
ConXL-R (دارای RBS)	
	$a = 150 \quad b = 450 \quad C = 40 \quad R = 652.81$ آیین نامه طراحی RBS، AISC 358-10
ConXL-NR (بدون RBS)	مشخصات ورق سخت‌کننده تیر
	محل قرارگیری ۷۰ cm از بر یقه بال در دو طرف جان تیر
	ارتفاع $h = 572.28 \text{ mm}$ طول $L = 108.7 \text{ mm}$ ضخامت ورق $t = 10 \text{ mm}$



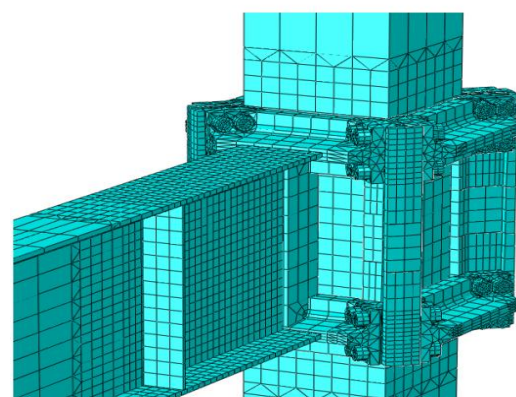
گردید [۹]. اما در دو گوشه یقه‌های بال بالایی و پایینی به دلیل پیچیدگی مش‌بندی از المان‌های چهار وجهی، C3D4، که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی است، استفاده شد [۹]. مش‌بندی هریک از نمونه‌ها در شکل (۷) نشان داده شده است. نیروی پیش‌تندگی وارد بر پیچ‌ها در هر دو نمونه برابر ۵۷۰ KN در نظر گرفته شد. از گزینه Surface To Surface با ضریب اصطکاک کولمب ۰/۳ و لحاظ نمودن اثر تماس سخت، برای اعمال تنش تماسی بین تمام قطعات و سطوح (سطوح شیبدار) در تماس با یکدیگر استفاده گردید.

۳-۴ بارگذاری

بارگذاری در تمامی نمونه‌ها بصورت چرخه‌ای (Cyclic) و براساس آیین‌نامه AISC 341-10 [۶] به انتهای تیرها اعمال گردید. نحوه بارگذاری در جدول (۳) و شکل (۸) نشان داده شده است. برای اعمال نیروی پیش‌تندگی بر پیچ‌ها دو Step بارگذاری تعریف شد، در Step-1 بار پیش‌تندگی بر پیچ‌ها اعمال گردید و در Step-2 علاوه بر



ConXL-R: (الف)



ConXL-NR (ب)

شکل (۷): شکل‌های (الف) و (ب)، هندسه و مش‌بندی نمونه اتصال‌های مورد بررسی

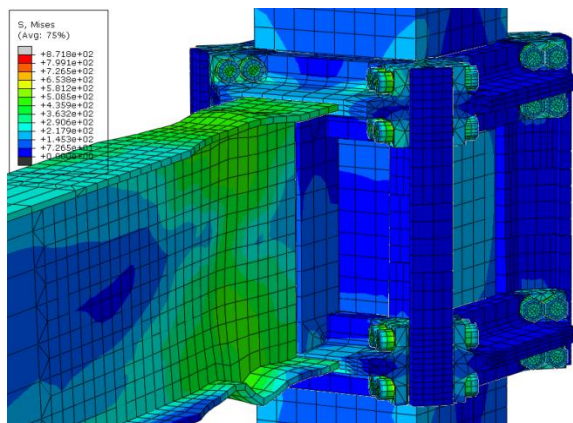
جدول (۳): جدول بارگذاری چرخه‌ای بر اساس AISC 341-10 [۶]

تعداد چرخه‌ها در هر گام	زاویه دررفت درون طبقه‌ای، Θ (Rad)	گام‌های بارگذاری #
1	0.00375	1
1	0.005	2
2	0.0075	3
2	0.01	4
2	0.015	5
2	0.02	6
2	0.03	7
2	0.04	8
2	0.05	9

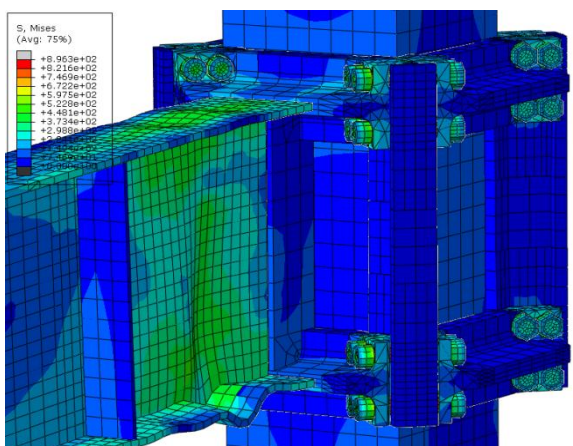
استمرار نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها، بارگذاری چرخه‌ای انتهای تیرها نیز اعمال گردید، شکل (۹).

۳-۳ خصوصیات هندسی و مدل اجزای محدود نمونه‌ها برای انجام بررسی، دو نمونه اتصال ConXL شامل اتصال با تیر RBS، ConXL-R، و اتصال با تیر بدون RBS، ConXL-NR، مدل گردیدند. تفاوت هر یک از نمونه‌ها، ابعاد هندسی و شکل هریک از آنها (که براساس آیین‌نامه AISC [۵] طراحی شده‌اند) در جدول‌های (۱) و (۲) و شکل (۷) ارائه شده است. تیرها، ستون‌ها و پیچ‌ها و یقه‌های گوشه‌ای و یقه الحاقی جان و قسمت‌های میانی یقه‌های بال بالا و بال پایین، در تمامی نمونه‌ها از المان سه بعدی Solid هشت گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی می‌باشد، C3D8R، استفاده

حالت الاستیک می‌باشند. با افزایش دوران تیر به میزان $0.3/0$ رادیان جان ستون در ناحیه فوقانی اتصال به یقه‌های گوشه، وارد مرحله پلاستیک می‌شود در این زمان حداکثر تنش در وسط چشمه اتصال ستون برابر 208 Mpa می‌باشد، همچنین در این زمان کمناش بال‌های تیر در ناحیه RBS آغاز شده و این کمناش تا انتهای بارگذاری (دوران

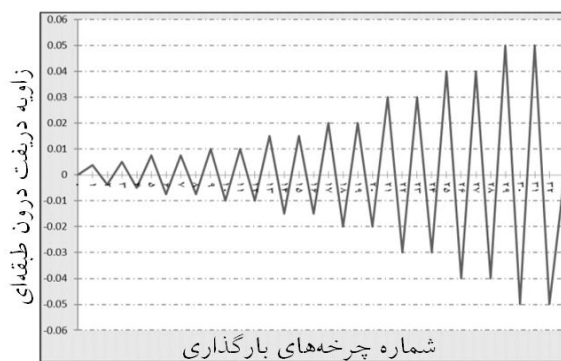


شکل (۱۰): توزیع تنش فون میسز و تغییر شکل اتصال ConXL-R در دوران $0.5/0$ رادیان

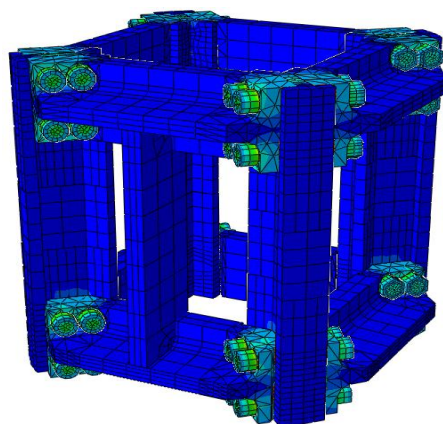


شکل (۱۱): توزیع تنش فون میسز و تغییر شکل اتصال ConXL-NR در دوران $0.5/0$ رادیان

$0.5/0$ رادیان) همراه با کمناش جان تیر ادامه می‌یابد. در این حالت سیستم یقه همچنان در حالت الاستیک بوده و CWX در دوران $0.4/0$ رادیان اندکی با جان تیر کمناش الاستیک انجام می‌دهد. همچنین پلاستیسیتیه شدن جان ستون نیز در همان ناحیه فوقانی یقه گوشه باقی مانده و گسترش چندانی در سایر نقاط ستون نمی‌یابد، شکل (۱۰). در مورد نمونه ConXL-NR با افزایش دوران، پلاستیسیتیه از



شکل (۸): نمودار بار چرخه‌های اعمالی به نمونه‌ها



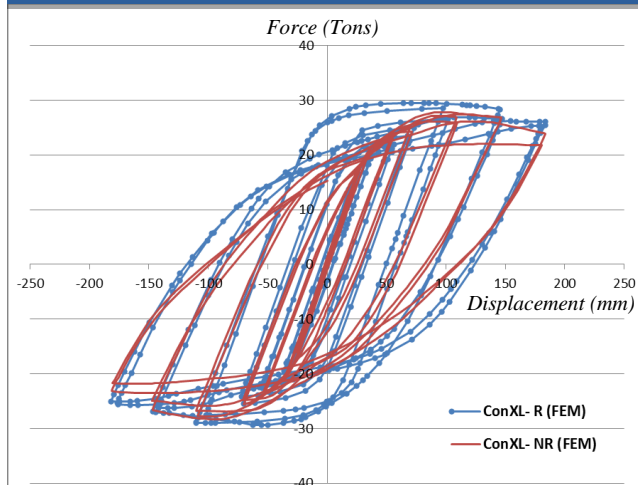
شکل (۹): مجموعه سیستم یقه و پیچ‌ها بعد از اعمال نیروی پیش‌تیدگی 570 KN در Step-1، قبل از بارگذاری چرخه‌ای

۳-۵ بررسی نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها

هر دو نمونه ConXL-R و ConXL-NR بطور یکسان تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. نمونه‌ها تا دوران $0.5/0$ رادیان (تغییر مکان انتهای تیر به میزان 20 mm) کاملاً الاستیک بوده و با افزایش تغییر مکان، وارد مرحله پلاستیک می‌گردند.

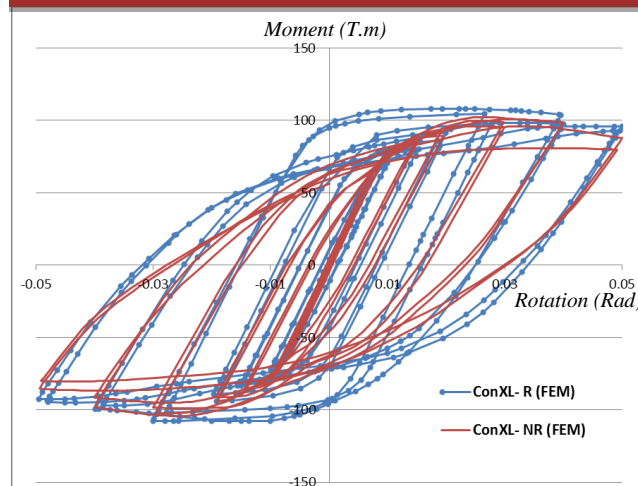
در نمونه ConXL-R پلاستیک شدن تیر با افزایش دامنه بارگذاری در بال‌های بالا و پایین تیر افزایش یافته و به تدریج به سمت مرکز جان تیر حرکت می‌کند. در این حالت تمامی نقاط سیستم‌های یقه و ستون، کم و بیش در

Actuator Force - Beam Tip Displacement

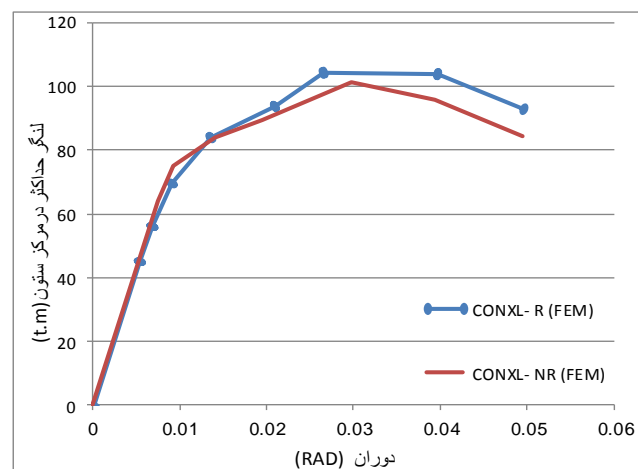


شکل (۱۲): نمودار نیرو- تغییر مکان هر دو نمونه اتصال

Moment- Rotation



شکل (۱۳): نمودار لنگر- دوران هر دو نمونه اتصال



شکل (۱۴): نمودار پوش لنگر- دوران هر دو نمونه

اتصال مورد آزمایش

انتهای بال‌ها شروع و به تدریج به وسط ناحیه بحرانی و جان تیر امتداد می‌یابد. در ستون‌ها نیز تنش از محل اتصال یقه‌های گوشه‌ای شروع و به وسط جان ستون در هر دو طرف منتهی می‌گردد. با رسیدن دوران انتهای تیر به ۰/۰۱ رادیان کمانش بالهای تیر آغاز شده و با کمانش جان تیر در دوران ۰/۰۳ رادیان این امر گسترش می‌یابد. در این حالت قسمت‌های فوقانی و تحتانی محل اتصال یقه‌های گوشه ستون به تدریج به مرحله تسلیم رسیده اما دچار کمانش نمی‌شود. در تمامی مراحل بارگذاری سیستم یقه همچنان در محدوده الاستیک باقی ماند. یقه الحاقی جان هم در طول بارگذاری در سیکلهای بالای ۰/۰۴ رادیان اندکی کمانش الاستیک انجام داده و کماکان الاستیک باقی می‌ماند، شکل (۱۱).

پیچ‌ها در طول مراحل بارگذاری دچار افت چندانی در نیروی پیش‌تیدگی نشدند (حداکثر به میزان ۱۰ KN افت) که نشان دهنده محافظه کارانه بودن مقاومت و نیروی پیش‌تیدگی پیچ‌ها می‌باشد.

با توجه به اینکه در AISC 358 [۵] استفاده از بتن پر کننده ستون اجباری است، به کار بردن نمونه اتصالات بدون بتن پرکننده داخلی ستون و ترسیم نمودار هیستریزس و ظرفیت در هر دو نمونه نشان دهنده عملکرد مناسب و رفتار پایدار چرخه‌ای در هر دو مدل بوده، شکل‌های (۱۲) و (۱۳)، و بیانگر شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی بالا در هر دو نمونه در دوران‌های بالای ۰/۰۵ رادیان است که فراتر از نیاز قابهای خمشی ویژه می‌باشد. همچنین این بررسی نشان می‌دهد که قطعات مجموعه یقه تا حدود زیادی محافظ کارانه بوده و پیچ‌ها نیز تا حد زیادی مقاومت بیش از نیاز اتصال دارند. مقایسه نمودار پوش لنگر- دوران نمونه‌ها در شکل (۱۴) اگر چه نشان دهنده رفتار مطلوب هر دو نمونه اتصال تحت بارگذاری چرخه-ای می‌باشد ولی منحنی پوش در اتصال ConXL-R با وجود کاهش سطح مقطع تیر در محل RBS، به دلیل جاری شدن دیرتر جان ستون در محل اتصال یقه‌های گوشه و دیرتر کمانش کردن بال و جان تیر نسبت به اتصال



2000.

- [4] Bree Renz, ConXtech's systemized approach to steel construction streamlines and transforms traditional design and construction processes. J Modern Steel Construction, August 2005.
- [5] ANSI/AISC 358-10 & 358s1-11, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC, Chicago, 2011.
- [6] AISC/ANSI 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago(IL): American Institute of Steel Construction, Inc.; 2011.
- [7] D.T. Pachoumis, E.G. Galoussis, C.N. Kalfas, I.Z. Efthimiou. Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections _ experimental analysis and finite element model simulation. J Engineering Structures 32 (2010); 2683_2692.
- [8] Sumner EA, Mays TW, Murray TM. Cyclic testing of bolted moment end-plate connections. Research report SAC/BD-00/21. CE/VPI-ST 00/03. Blacksburg (VA): Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University; 2000.
- [9] ABAQUS version 6.10-1 user's manual. Michigan: Hibbit, Carlson & Sorensen Inc.; 2010.

ConXL-NR دارای ظرفیت شکل پذیری و مقاومت بالاتری به میزان ۳/۲٪ نسبت به اتصال ConXL-R می باشد.

۳-۶ نتیجه گیری

- بررسی های انجام شده نتایج زیر را در پی داشت:
- جان ستون های هر دو اتصال علی رقم عدم وجود بتن پرکننده، در دوران حدود ۰/۰۳ رادیان در محل اتصال یقه های گوشه به تسلیم رسید اما تا انتهای بارگذاری در هیچ بخشی دچار کمناش نگردید. همچنین بررسی نمودارهای شکل های (۱۲) تا (۱۴) حاکی از عملکرد لرزه ای مطلوب هردو نمونه اتصال و رفتار هیستریک پایدار تا دوران ۰/۰۵ رادیان می باشد.
 - تمامی اجزای یقه اتصال تا پایان بارگذاری الاستیک بوده و به حد تسلیم نرسیدند. که نشان دهنده محافظه کارانه بودن اجزای یقه در AISC [۵] می باشد.
 - در اتصال ConXL-R با وجود کاهش سطح مقطع بال تیر به دلیل دیرتر جاری شدن جان ستون و کمناش دیرتر بال ها و جان تیر حداکثر لنگر پلاستیک اتصال حدود ۱۰۴/۷ T.m بوده و در اتصال ConXL-NR، حدود ۱۰۱/۵ T.m می باشد که نشان دهنده ظرفیت خمشی اتصال ConXL-R به اندازه ۳/۲٪ بیشتر نسبت به اتصال ConXL-NR می باشد.

مراجع

- [1] Nakashima M, Roeder CW, Maruoka Y. Steel moment frames for earthquakes in United States & Japan. J Struct Eng, ASCE 2000; 126(8):861-8.
- [2] Sherman DR. Designing with structural tubing. Eng J, AISC 1996;33(3):101_9.
- [3] FEMA-355D. State of the art report on connection performance. Washington(DC): Federal Emergency Management Agency;



بررسی طیف ظرفیت تغییر مکان قاب فولادی چند طبقه با استفاده از روش انرژی بدون تعیین نقطه کنترل

* علی گل افشار^۱، فرهاد دانشجو^۲

چکیده

در ترسیم طیف ظرفیت تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل در تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی فزاینده جهت بررسی عملکرد سازه، نیاز به در نظر گیری یک نقطه از سازه به عنوان نقطه کنترل می باشد که در قابهای ساختمانی معمولاً مرکز جرم بام لحاظ میگردد. در این مقاله با انجام تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی، طیف ظرفیت تغییر مکان از طریق دو روش مبتنی بر انرژی بدون نیاز به تعیین نقطه کنترل، برای دو قاب فولادی کوتاه و میان مرتبه بصورت دو بعدی تحت اثر مود اصلی و مودهای بالاتر محاسبه شده و با طیف ظرفیت تغییر مکان طبقات مختلف مورد مقایسه قرار گرفته است. بررسی نتایج نشان می دهد که دو روش مبتنی بر انرژی، طیف ظرفیت تغییر مکان را نزدیک به یکدیگر ارائه می نمایند و مقایسه آنها با طیف ظرفیت تغییر مکان با در نظر گیری نقطه بام به عنوان نقطه کنترل نشان میدهد که طیف ظرفیت تغییر مکان نقطه بام در مود اول بر طیف ظرفیت تغییر مکان حاصل شده از دو روش انرژی منطبق است و در مودهای بالاتر طیف ظرفیت تغییر مکان نقطه بام مقادیر بزرگتری را نسبت به دو روش انرژی از خود نشان داده است.

کلمات کلیدی

طیف ظرفیت تغییر مکان، نقطه کنترل، سازه یک درجه آزادی معادل، تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده

* ۱. دانشجوی دکتری گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، a.golafshar@modares.ac.ir

۲. عضو هیأت علمی دانشگاه تربیت مدرس، danesh_f@modares.ac.ir



ریاضی روش Montez در محاسبه طیف ظرفیت تغییر مکان در انتهای گام i ام در تحلیل استاتیکی فزاینده سازه تحت مود n ام در رابطه (۱) آورده شده است.

$$S_{d,n}^i = \sum \Delta D_n^i = \sum \left(\sum (F_{n,j}^i \Delta d_{n,j}^i) / V_n^i \right) \quad (1)$$

که در رابطه (۱) $S_{d,n}^i$ برابر ظرفیت تغییر مکان سازه یک درجه آزادی در گام i ام در مود n ام می باشد.

ΔD_n^i برابر نمو تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل در گام i ام در مود n ام می باشد.

$F_{n,j}^i$ نیروی وارد بر طبقه j ام در گام i ام در مود n ام می باشد.

$\Delta d_{n,j}^i$ نمو تغییر مکان طبقه j ام در گام i ام در مود n ام می باشد.

V_n^i برش پایه در گام i ام و در مود n ام می باشد.

فرمولاسیون دوم مربوط به کار آقای Paraducci و همکاران است که در روش آنها انرژی ورودی به سازه با فرمولاسیون کمی متفاوت از روش آقای Montez و همکاران محاسبه شده و با انرژی کرنشی سازه یک درجه آزادی معادل می گردد و از این تعادل میزان نمو تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل در هر گام محاسبه می گردد. بیان ریاضی روش آقای Paraducci در رابطه (۲) ارائه گردیده است.

(۲)

$$S_{d,n}^i = \sum \Delta D_n^i = \sum \left(\sum \left(\left(F_{n,j}^i + \frac{1}{2} \Delta F_{n,j}^i \right) \times \Delta d_{n,j}^i \right) / \left(V_n^i + \frac{1}{2} \Delta V_n^i \right) \right)$$
 که در رابطه (۲) $\Delta F_{n,j}^i$ برابر نمو نیروی وارد بر طبقه j ام در گام i ام در مود n ام می باشد.

ΔV_n^i برابر نمو برش پایه در گام i ام و در مود n ام بوده و بقیه پارامترها مطابق تعاریف موجود در رابطه (۱) می باشد. در تعیین میزان $S_{d,n}^i$ در روش معمول براساس تغییر مکان نقطه کنترل از رابطه (۳) مطابق زیر استفاده میشود.

$$S_{d,n}^i = \frac{u_{n,control}^i}{\Gamma_n \phi_{n,control}} \quad (3)$$

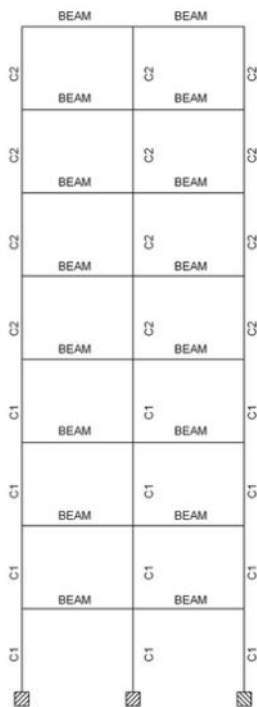
که در رابطه (۳) $u_{n,control}^i$ تغییر مکان نقطه کنترل در گام i

امروزه روش تحلیل لرزه ای استاتیکی فزاینده در بسیاری از آیین نامه ها [۱، ۲] وجود دارد و هدف از آن تعیین ظرفیت در برابر تقاضا و بررسی عملکرد سازه در تغییر مکان هدف می باشد. منحنی ظرفیت از رسم برش پایه در برابر تغییر مکان بام بدست می آید و سطح زیر این منحنی توانایی سازه را در استهلاک انرژی نشان می دهد. استفاده از تغییر مکان نقطه بام یک شاخص کلی از ظرفیت است و در صورت تحلیل استاتیکی فزاینده سازه تحت اثر مودهای بالاتر آنچنانکه در مطالعات Goel, Chopra [۳، ۴] نشان داده شده است در بعضی موارد حرکت نقطه بام در مودهای بالاتر معکوس می گردد و منجر به معکوس شدن منحنی ظرفیت می گردد. لذا با توجه به وابستگی طیف ظرفیت تغییر مکان به انتخاب محل نقطه کنترل، انتخاب نقطه کنترل مخصوصاً در تحلیلهای استاتیکی تحت اثر مودهای بالاتر مشکل می باشد لذا برای اجتناب از تعیین محل نقطه کنترل روشهایی بر اساس انرژی وجود دارد که تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل را بدون در نظر گیری نقطه کنترلی خاصی بر روی سازه مشخص می نماید. در این مقاله دو روش ارائه شده توسط آقای Montez [۵] و همکاران و روش آقای Paraducci [۶] و همکاران در محاسبه طیف ظرفیت تغییر مکان، ارائه شده و کاربرد آنها در مورد دو نوع قاب خمشی فولادی در مودهای متفاوت بررسی گردیده است. همچنین طیف تغییر مکان بدست آمده از این دو روش با طیف تغییر مکان طبقات مختلف به عنوان نقطه کنترل مقایسه گردیده است.

۲ - بررسی فرمولاسیون ریاضی

فرمولاسیون روش پیشنهادی آقای Montez و همکاران برای محاسبه نمو ظرفیت تغییر مکان از تقسیم نمو انرژی ورودی به سازه چند درجه آزادی در گام i ام بر میزان برش پایه در همان گام بدست می آید و میزان مطلق ظرفیت تغییر مکان در انتهای هر گام از مجموع نموهای محاسبه شده تا انتهای همان گام بدست می آید. بیان





شکل (۱): نمای قابهای فولادی مورد مطالعه

مقطع بکاررفته در المانهای تیر و ستون در جدول (۱) بیان شده است. سازه های مورد تحلیل بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان طراحی گردیده اند [۸].

جدول (۱): مشخصات مقاطع تیر و ستون

Beam	IPE24
C1	BOX 32X32X1.5
C2	BOX 30X30X1.2
C3	BOX 30X30X1

الگوی پخش بار جانبی بر اساس شکل مودهای ارتعاش الاستیک سازه می باشد. ۳ مود اول ارتعاشی قاب ۸ طبقه در شکل (۲) نشان داده شده است.

ام و مود n ام می باشد.

Γ_n ضریب مشارکت مود n ام در جهت اعمال بار میباشد.

$\phi_{n,control}$ میزان دامنه جابجایی نقطه کنترل در بردار شکل مود n ام و در جهت اعمال بار میباشد.

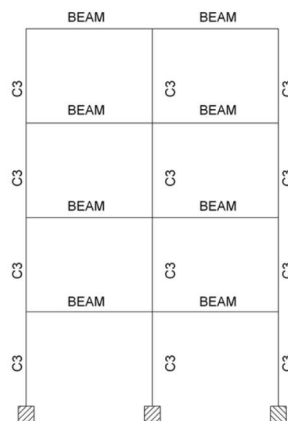
مقدار ظرفیت شتاب ($S_{a,n}^i$) سازه یک درجه آزادی معادل در گام i ام و مود n ام نیز از رابطه (۴) قابل محاسبه میباشد.

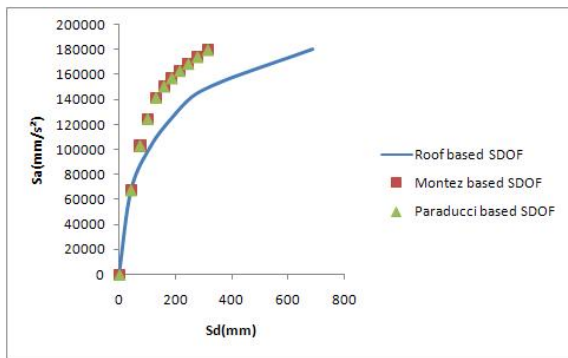
$$S_{a,n}^i = \frac{V_n^i}{M_{effective,n}} \quad (4)$$

که در رابطه (۴) $M_{effective,n}$ جرم موثر مود n در جهت اعمال بار و V_n^i برش پایه در گام i ام و در مود n ام میباشد.

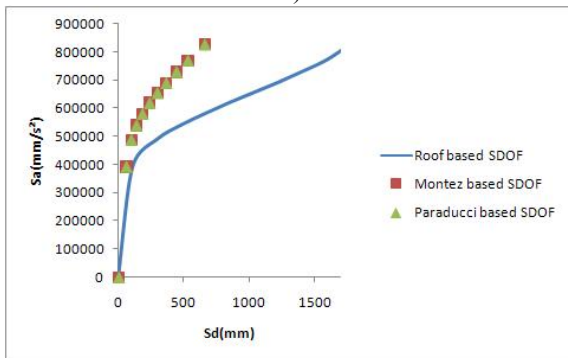
۳- کاربرد روش Paraducci و Montez

کاربرد دو روش ارائه شده در مورد دو قاب فولادی دو بعدی با اتصالات گیردار خمشی مورد بررسی قرار گرفته است. مدل اول یک قاب فولادی دو دهانه و چهار طبقه بوده و مدل دوم یک قاب فولادی دو دهانه و هشت طبقه می باشد بار ثقلی وارد در طبقات یکسان بوده و برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر در طول تیر می باشد. رفتار غیر خطی در اعضا با در نظر گیری المانهای فایبر در مقطع و طول المانها می باشد که بر اساس رفتار غیر خطی ماده میتواند گسترش رفتار غیر خطی را در مقطع و طول اعضا پیش بینی نماید. نمای دو مدل در شکل (۱) آورده شده است. برای انجام تحلیلهای غیر خطی در این قسمت از نرم افزار seismostruc [۷] استفاده شده است.



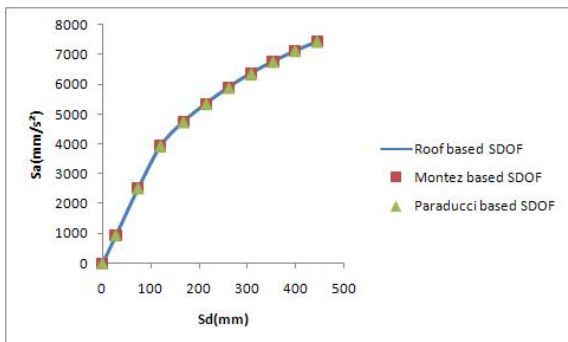


b)

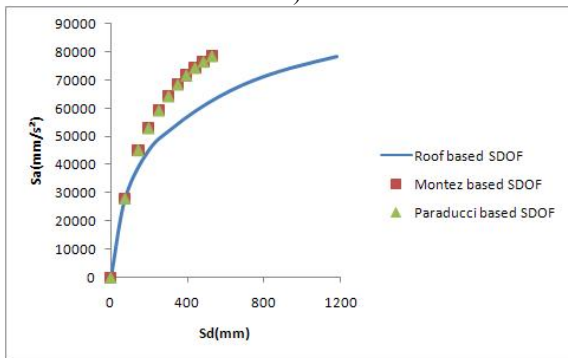


c)

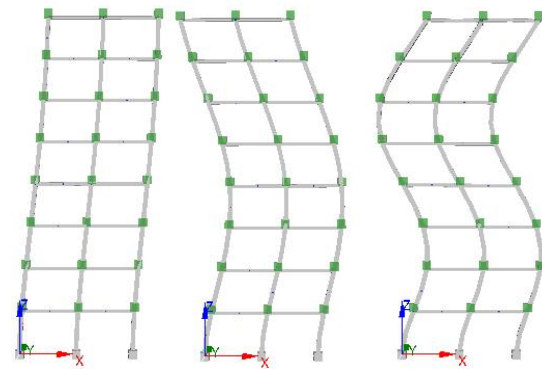
شکل (۳): طیف ظرفیت تغییر مکان - شتاب بام از روش معمول و روش انرژی در قاب چهار طبقه: (a) مود اول (b) مود دوم (c) مود سوم



a)

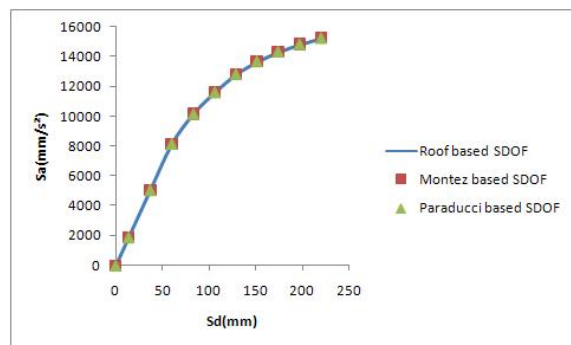


b)



شکل (۲): الگوی سه مود طبیعی ارتعاش قاب هشت طبقه

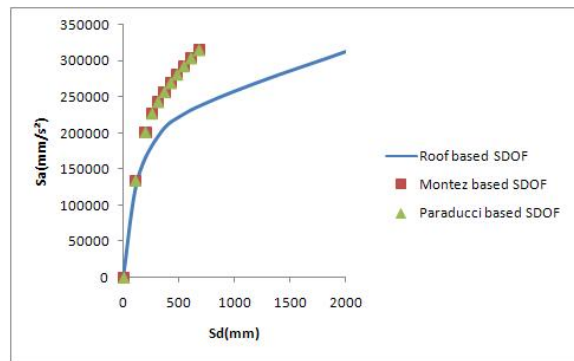
هر دو قاب تا رسیدن نقطه بام به میزان $0,025$ ارتفاع کلی قابها آنالیز گردیده اند. در اشکال (۳) و (۴) طیف ظرفیت تغییر مکان - شتاب نقطه بام و روش Montez و Paraducci تحت اثر سه مود اول برای دو قاب فولادی ۴ و ۸ طبقه نشان داده شده است. در محاسبه ظرفیت تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل بر اساس نقطه بام در روش معمول از رابطه (۳) استفاده شده است و برای تعیین طیف ظرفیت تغییر مکان، بر اساس روش انرژی از روابط (۱) و (۲) استفاده گردیده است. ملاک محاسبه طیف ظرفیت شتاب نیز رابطه (۴) می باشد.



a)



از بررسی طیف ظرفیت تغییر مکان - شتاب ارائه شده در اشکال (۳) و (۴) و با توجه به نتایج مشابه روش Montez و روش Paraducci در موده‌های بالاتر، در جدول‌های (۲) تا (۵) میزان طیف ظرفیت تغییر مکان در موده‌های دوم و سوم در روش معمول و در هر دو قاب فولادی با در نظر گیری طبقات مختلف به عنوان نقطه کنترل و رابطه (۳) با طیف ظرفیت تغییر مکان بر اساس روش انرژی مطابق رابطه (۱) مقایسه گردیده اند. علامت منفی در جداول نشان دهنده تغییر جهت حرکت در طبقه مورد نظر میباشد.



c)

شکل (۴): طیف ظرفیت تغییر مکان - شتاب بام از روش معمول و روش انرژی در قاب هشت طبقه (a: مود اول (b) مود دوم (c) مود سوم

جدول (۲): مقایسه طیف ظرفیت تغییر مکان در طبقات مختلف بر اساس روش معمول و انرژی در مود دوم و قاب چهار طبقه

گام	طیف ظرفیت تغییر مکان (میلیمتر)				روش انرژی
	روش معمول				
	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	
۱	۳۹	۳۹	۳۴	۴۳	۴۰
۲	۵۸	۵۴	-۳	۱۱۴	۷۳
۳	۷۰	۶۱	-۵۵	۱۸۶	۱۰۰
۴	۸۶	۷۳	-۱۰۴	۲۵۸	۱۳۰
۵	۹۹	۸۴	-۱۶۴	۳۲۹	۱۵۸
۶	۱۱۱	۹۴	-۲۲۸	۴۰۱	۱۸۶
۷	۱۲۳	۱۰۶	-۲۹۰	۴۷۲	۲۱۵
۸	۱۳۷	۱۲۰	-۳۴۶	۵۴۴	۲۴۵
۹	۱۵۵	۱۳۹	-۳۹۵	۶۱۵	۲۷۹
۱۰	۱۷۶	۱۶۲	-۴۳۴	۶۸۷	۳۱۵

جدول (۳): مقایسه طیف ظرفیت تغییر مکان در طبقات مختلف بر اساس روش معمول و انرژی در مود سوم و قاب چهار طبقه

گام	طیف ظرفیت تغییر مکان (میلیمتر)				
	روش معمول				روش انرژی
	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	
۱	۵۹	۱۰۳	۴۲	۱۱۱	۵۸
۲	۹۴	۲۵۹	۳۸	۲۹۷	۹۶
۳	۱۲۷	۳۶۴	۴۵	۴۸۳	۱۳۶
۴	۱۶۵	۴۵۲	۶۰	۶۶۹	۱۸۲
۵	۲۱۶	۵۶۸	۸۰	۸۵۵	۲۳۷
۶	۲۸۱	۷۳۸	۹۷	۱۰۴۰	۲۹۷
۷	۳۵۹	۹۳۱	۱۲۰	۱۲۲۶	۳۶۵
۸	۴۵۰	۱۱۲۶	۱۵۵	۱۴۱۲	۴۴۴
۹	۵۵۰	۱۳۲۰	۲۰۲	۱۵۹۸	۵۳۱
۱۰	۶۹۱	۱۴۷۵	۳۰۸	۱۷۸۴	۶۶۲

جدول (۴): مقایسه طیف ظرفیت تغییر مکان در طبقات مختلف بر اساس روش معمول و انرژی در مود دوم و قاب هشت طبقه

گام	طیف ظرفیت تغییر مکان (میلیمتر)								
	روش معمول							روش انرژی	
	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶	طبقه ۷		طبقه ۸
۱	۷۶	۷۶	۷۶	۷۶	۷۷	۸۹	۷۳	۷۴	۷۵
۲	۱۲۱	۱۲۱	۱۲۰	۱۱۷	۱۰۰	-۲۸۹	۲۲۸	۱۹۷	۱۴۵
۳	۱۴۵	۱۴۴	۱۴۱	۱۳۴	۹۶	-۷۸۱	۳۸۵	۳۲۰	۱۹۹
۴	۱۶۷	۱۶۶	۱۶۲	۱۵۰	۹۱	-۱۲۶۱	۵۳۹	۴۴۳	۲۵۳
۵	۱۸۵	۱۸۴	۱۷۸	۱۶۲	۸۲	-۱۷۵۹	۶۹۳	۵۶۶	۳۰۴
۶	۱۹۹	۱۹۸	۱۹۰	۱۶۹	۶۵	-۲۳۱۳	۸۵۱	۶۸۹	۳۵۲
۷	۲۱۰	۲۰۸	۱۹۹	۱۷۲	۳۸	-۲۹۳۶	۱۰۱۵	۸۱۲	۳۹۷
۸	۲۱۹	۲۱۷	۲۰۶	۱۷۶	۸	-۳۵۹۷	۱۱۸۳	۹۳۵	۴۴۲
۹	۲۲۸	۲۲۵	۲۱۳	۱۸۰	-۲۲	-۴۲۷۳	۱۳۵۲	۱۰۵۸	۴۸۷
۱۰	۲۳۶	۲۳۳	۲۲۰	۱۸۵	-۵۲	-۴۹۵۱	۱۵۲۱	۱۱۸۱	۵۳۲



جدول (۵): مقایسه طیف ظرفیت تغییر مکان در طبقات مختلف بر اساس روش معمول و انرژی در مود سوم و قاب هشت طبقه

گام	طیف ظرفیت تغییر مکان (میلیمتر)								روش انرژی
	روش معمول								
	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶	طبقه ۷	طبقه ۸	
۱	۸۲	۸۱	۸۰	۴۰	۸۴	۸۴	۸۹	۸۵	۸۳
۲	۱۵۰	۱۴۵	۱۳۴	-۸۴۲	۱۹۵	۱۶۹	-۲۲۳	۳۳۹	۱۹۴
۳	۱۷۴	۱۶۷	۱۵۱	-۱۱۷۶	۲۳۱	۱۹۰	-۷۶۱	۵۵۱	۲۵۳
۴	۱۹۵	۱۸۴	۱۶۵	-۱۳۴۳	۲۵۷	۲۰۷	-۱۳۳۶	۷۶۲	۳۰۸
۵	۲۱۸	۲۰۲	۱۷۹	-۱۴۹۱	۲۸۳	۲۲۷	-۱۹۰۹	۹۷۴	۳۶۴
۶	۲۴۲	۲۲۰	۱۹۵	-۱۶۵۰	۳۱۲	۲۴۹	-۲۴۸۰	۱۱۸۶	۴۲۱
۷	۲۶۷	۲۳۹	۲۱۰	-۱۸۳۹	۳۴۵	۲۷۴	-۳۰۴۲	۱۳۹۸	۴۸۰
۸	۲۹۵	۲۶۰	۲۲۸	-۲۰۳۷	۳۸۱	۳۰۱	-۳۵۹۵	۱۶۰۹	۵۴۰
۹	۳۲۶	۲۸۳	۲۴۸	-۲۲۷۰	۴۲۳	۳۳۴	-۴۱۳۲	۱۸۲۱	۶۰۴
۱۰	۳۶۵	۳۱۵	۲۷۴	-۲۶۷۴	۴۸۱	۳۸۳	-۴۶۱۱	۲۰۳۳	۶۷۷

متفاوت می باشند. با توجه به مدل‌های در نظر گرفته شده در این مقاله، کاربرد روش‌های انرژی را میتوان در انواع دیگری از سیستم‌های لرزه ای مقاوم نظیر مهاربندها یا دیوارهای برشی نیز مورد مطالعه قرار داد.

مراجع

- [1] ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied technology council ,1997.
- [2] FEMA-356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Prepared by american society of civil engineers for the federal emergency management agency, 2000.
- [3] R.K. Goel , A.K. Chopra ,Reversal in higher mode pushover curves and its implications on implementation of the MPA procedures, Report distributed to participants in project ATC-55, applied technology council, 2002
- [4] R.K. Goel , A.K. Chopra ,Role of higher mode pushover analyses in seismic analysis of buildings, Earthquake Spectra, 16:2 , 1027-1041 ,2005.

با توجه به نتایج مشاهده می شود بطور کلی، طیف تغییر مکان محاسبه شده از روش انرژی شباهت خاصی در مودهای بالا به طیف تغییر مکان طبقات مختلف ندارد و به عنوان یک شاخص کلی برای برآورد رفتار سیستم سازه چند درجه آزادی بصورت سازه یک درجه آزادی معادل میتواند مورد استفاده قرار گیرد.

۴- نتیجه گیری

با بررسی طیف ظرفیت تغییر مکان - شتاب سازه یک درجه آزادی معادل برای قابهای موجود در این مطالعه، مشاهده گردید دو روش ذکر شده در تعیین ظرفیت تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل، میزان طیف ظرفیت تغییر مکان در مود اول را کاملاً مشابه با طیف ظرفیت تغییر مکان نقطه بام پیش بینی می نمایند. با بررسی مودهای بالاتر سازه نیز مشاهده گردید بطور کلی ظرفیت تغییر مکان سازه یک درجه آزادی معادل با استفاده از روش‌های Montez و Paraducci با ظرفیت تغییر مکان طبقه بام یکسان نبوده و با ظرفیت تغییر مکان طبقات مختلف نیز



- [5] E.M. Hernandez , O.S. Kwon , M.A. Aschheim , An energy-based formulation for first and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses, Journal of Earthquake Engineering, 8:1 ,69-88 , 2004.
- [6] A. Parraducci , F. Comodini , M. Lucarelli , M. Mezzi , E. Tomassoli, Energy based nonlinear static analysis, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2006, Geneva, Switzerland.
- [7] Seismosoft seismostruct , Acomputer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (online) , available from [URL:http://www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com) , 2011.

[۸] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۸۷.



بررسی شکل پذیری و رفتار چشمه اتصال در اتصال پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران بر اساس مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی

* محمد قاسم وتر^۱، محمود میری^۲، فرشاد غفاری^۳، امین حداد^۴

چکیده

بعد از زلزله نورث ریج و شکست های غیر منتظره در اتصالات ساختمان های فولادی با قاب خمشی لزوم استفاده از اتصالات شکل پذیر و جایگزین شدن اتصالات جدید مطرح شد. شکل پذیری مناسب به همراه عدم افت زیاد مقاومت از مهمترین امتیازات اتصالات خمشی ویژه به شمار می رود. از طرفی دیگر چشمه اتصال در قاب های خمشی ویژه، که شکل پذیری بالایی از این قاب ها انتظار می رود، نقش بسیار مهمی را ایفا می کند، به طوریکه چشمه اتصال ضعیف باعث ایجاد تغییر شکل زیاد طبقه و شکست ترد در اتصال می شود. از آنجا که استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران در ویرایش سوم خود نیز اتصال با ورق های زیرسری و بالاسری را برای قاب های خمشی ویژه پیشنهاد کرده است، از اینرو در این تحقیق به مطالعه آزمایشگاهی رفتار لرزه ای این اتصال پرداخته شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که اتصال پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ از نظر شکل پذیری و استهلاک انرژی در ردیف اتصالات مورد استفاده در قاب های خمشی ویژه قرار نمی گیرد و همچنین نشان دهنده امکان سبقت تشکیل مفصل پلاستیک در چشمه اتصال نسبت به تیر می باشد.

کلمات کلیدی

شکل پذیری، چشمه اتصال، اتصال با ورق زیر سری و بالاسری، مفصل پلاستیک، رفتار چرخه ای

*۱. استادیار، عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و زلزله شناسی ایران، vetr@iiees.ac.ir

۲. استادیار، عضو هیأت علمی دانشگاه سیستان و بلوچستان، mmiri@hamoon.usb.ac.ir

۳ و ۴. کارشناس ارشد مهندسی سازه-دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان، ghaffary.farshad@gmail.com

۱. توانایی لازم جهت رسیدن به تغییر شکل نسبی معادل 0.04 رادیان جهت چرخش اتصال تیر به ستون را داشته باشد.

۲. مقاومت خمشی اتصال در بر ستون در چرخش 0.04 رادیان، حداکثر 20 درصد نسبت به لنگر پلاستیک اسمی کاهش داشته باشد.

۳. مقاومت برشی اتصال تحت بار زلزله به کمک رابطه (۱) ارزیابی گردد:

$$V = [1.1R_y M_p] / L_h \quad (1)$$

که R_y ضریب افزایش تنش تسلیم، M_p لنگر پلاستیک اسمی، L_h فاصله ی بین تشکیل مفصل پلاستیک در دهانه تیر می باشد.

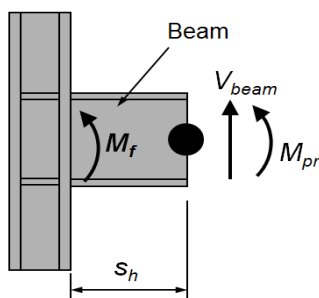
ب) طرح چشمه اتصال در آیین نامه AISC

بررسی چشمه اتصال شامل سه بخش کنترل مقاومت برشی، کنترل ضخامت و در صورت نیاز استفاده از سخت کننده در جان ستون می شود [۳].

حداقل مقاومت برشی R_u مورد نیز در چشمه اتصال ستون زمانی که مفصل پلاستیک به درون تیر منتقل شود از رابطه (۲) محاسبه می گردد:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_c \quad (2)$$

در رابطه فوق V_c برش ستون و M_f مقدار لنگر در چهره ستون می باشد. همانطور که در شکل ۱ نیز نشان داده شده است مقدار M_f برابر با مجموع لنگر پلاستیک تیر و لنگر ناشی از برش موجود در محل مفصل پلاستیک در تیر می باشد.



شکل ۱: برش و لنگر در مفصل پلاستیک

مقاومت جانبی و ظرفیت شکل پذیری از ضروری ترین عوامل حاکم بر ظرفیت لرزه ای ساختمان ها است. با توجه به استفاده فراوان از قاب های خمشی فولادی در طراحی لرزه ای سازه ها و با توجه به این نکته که این سازه ها را در گذشته بر اساس ضوابط مربوط به نحوه تشکیل مفصل پلاستیک و نحوه گسترش آن مورد بررسی قرار نداده اند در نتیجه پس از زلزله نورتریج تحقیقات به سمت افزایش شکل پذیری اتصالات گیردار پیش رفت. تحقیقات گسترده نشان دادند که بهترین شیوه افزایش شکل پذیری و اتلاف انرژی به صورتی است که مفصل پلاستیک ابتدا در تیر و سپس در چشمه اتصال و در انتها در ستون تشکیل شود. همچنین بیان شده است که تغییر شکل زیاد چشمه اتصال علاوه بر تغییر شکل نسبی زیاد طبقه، موجب تمرکز تنش در بال ستون و در مجاورت جوش های اتصال تیر به ستون می شود. در مشخصات فنی طرح لرزه ای سازه های فولادی آمریکا تغییر شکل برشی چشمه اتصال با کنترل مقاومت آن محدود شد و وظیفه جذب انرژی و تامین شکل پذیری اتصال، به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر سپرده شد [۳].

نظر به اینکه اتصال با ورق های زیر سری و بالا سری در آیین نامه ملی کشور مبحث دهم استاندارد ملی و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش سوم بعنوان قاب خمشی ویژه معرفی شده است و چشمه اتصال آن نیز با فرض تامین رابطه تیر ضعیف ستون قوی طرح می شود، از اینرو در این تحقیق به ذکر بخشی از خصوصیات نادیده گرفته شده در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران، مربوط به طراحی قاب های خمشی ویژه و همچنین طراحی چشمه اتصال ستون، با توجه به آیین نامه AISC پرداخته شده است.

الف) قاب خمشی ویژه براساس آیین نامه ی AISC

براساس آیین نامه AISC آمریکا اتصالاتی جز قاب خمشی ویژه قلمداد می شود که نیازهای زیر را برآورده

که در رابطه بالا d_z عمق چشمه اتصال بین ورق های پیوستگی و W_z عرض چشمه اتصال بین بال های ستون می باشد و بقیه پارامترها در بخش های قبلی معرفی گردیده است. برای ارزیابی اتصال با ورق بالاسری و زیر سری، که چشمه اتصال و ضوابط مربوط به تیر و ستون آن براساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است به بررسی آزمایشگاهی و عددی در این خصوص پرداخته ایم [۱ و ۲].

۲- نمونه ی آزمایشگاهی

برای ارزیابی اتصال ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران دو نمونه ی آزمایشگاهی از نظر رفتار چرخه ای مورد بررسی قرار گرفتند. در نمونه اول تیر IPE27 ساخت ایران به طول ۱/۵ متر از فولاد ST37 ساخت ایران به یک ستون بال پهن که از ورق های SM400 ساخته شده است متصل گردیده است که چشمه اتصال در آن مطابق با توصیه های استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. ورق های پیوستگی با ابعاد $۲۵ \times ۱۱ \times ۱$ در داخل ستون و در امتداد بال های تیر قرار گرفت. در این اتصال معیار ستون قوی - تیر ضعیف برای تضمین مکانیزم مفصل پلاستیک تیر، ارضا گردید. نحوه ساخت نمونه ها بر اساس شرایط کارگاهی در ایران می باشد و جوشکاری نمونه ها با الکتروود متعارف ۶۰۱۳ انجام شده است. برای مونتاژ ورق زیرسری و بالاسری اتصال، در محل برخورد با ستون از پخ ۴۵ درجه جهت اجرای جوش های نفوذی (CJP) استفاده شده است. از دو ورق به ابعاد $۱۹ \times ۸ \times ۱$ در دو طرف جان تیر برای اتصال به بال ستون و انتقال برش استفاده شده است. جزییات مقطع ستون ساخته شده از ورق، ورق زیرسری و بالاسری اتصال در شکل ۲ آمده است.

$$M_f = M_{pr} + V_{beam} \times S_h, \quad M_{pr} = R_y Z F_y \quad (۳)$$

که در رابطه (۳)، M_{pr} و V_{beam} به ترتیب لنگر و برش در محل تشکیل مفصل پلاستیک می باشد و S_h در شکل ۱ مشخص شده است. مقاومت برشی چشمه اتصال باید در رابطه (۴) صدق کند:

$$R_u \leq \phi_v R_v, \quad \text{Where } \phi_v = 1.0 \quad (۴)$$

در این رابطه R_v مقاومت برشی اسمی می باشد که از رابطه (۵) محاسبه می شود:

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (۵)$$

بطوریکه $d_c, d_b, b_{cf}, t_{cf}, F_y$ و t_p به ترتیب عمق ستون، عمق تیر، عرض بال ستون، ضخامت بال ستون، حداقل تنش تسلیم جان ستون و ضخامت چشمه اتصال می باشد.

ج) طرح چشمه اتصال در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران

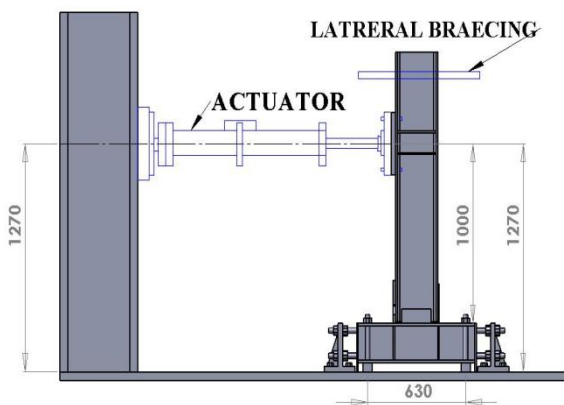
چشمه اتصال تیر باید مقاومت کافی برای مقابله با برش ناشی از لنگر خمشی تیر به علت بارهای ثقلی به علاوه $1/85$ برابر نیروی زلزله را دارا باشد، لیکن مقاومت برشی چشمه اتصال لازم نیست از برشی برابر $\frac{0.8 \sum M_{pb}}{d_b}$ تیرهای متصل به بال های ستون در محل اتصال بیشتر باشد [۲]. $\sum M_{pb}$ در رابطه بالا مجموع لنگر های خمیری تیرهای متصل به ستون در یک صفحه می باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال را می توان با استفاده از رابطه (۶) محاسبه نمود.

$$V_z = 0.55 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (۶)$$

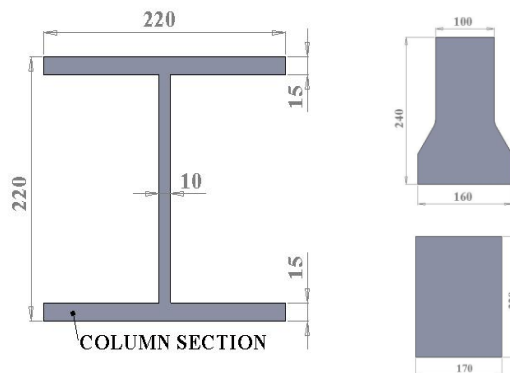
ضخامت چشمه اتصال در آیین نامه AISC و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران باید رابطه (۷) را اکتان نماید:

$$t_p \geq \frac{(d_z + W_z)}{90} \quad (۷)$$





شکل ۳: پیکر بندی و جزئیات نمونه آزمایشگاهی



شکل ۲: جزئیات ورق بالاسری و زیر سری و مقطع ستون

تاریخچه بارگذاری طبق الگوی استاندارد پیشنهاد شده توسط آیین نامه AISC انتخاب شد [۳].

۵- بررسی رفتار نمونه آزمایشگاهی در فرآیند بارگذاری

نمونه های آزمایشگاهی به وسیله آهک پوشیده شده اند تا چگونگی جاری شدن و نحوه ایجاد مفصل پلاستیک به صورت تجربی مورد بررسی قرار گیرند.

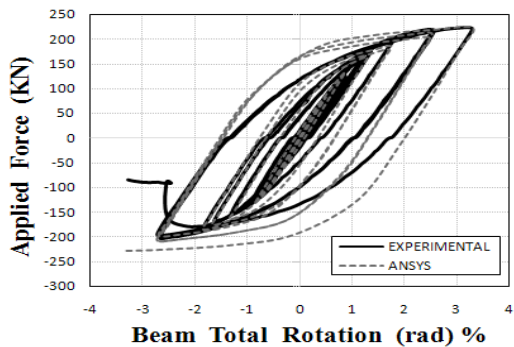
در حین بارگذاری چرخه ای ناحیه ی بعد از اتصال ورق بالاسری و بر روی تیر شروع به جاری شدن می کند و با افزایش سیکل و دامنه بارگذاری آهک های روی ورق های بالاسری و زیر سری نیز شروع به ریختن می کند که نشان دهنده ی جاری شدن ورق ها می باشد. چشمه اتصال که با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ و مبحث دهم استاندارد ملی برای ساختمان های فولادی طراحی گردید مطابق شکل ۴ همزمان شروع به جاری شدن می کند. در ادامه بارگذاری مفصل پلاستیک روی ورق ها و چشمه اتصال متمرکز می شود. اولین گسیختگی در این نمونه از ابتدای باریک شدگی بر روی ورق بالاسری رخ داده است و به دنبال آن ورق های برشی و سپس ورق زیرسری گسیخته شده اند. در شکل ۵ مشاهده می شود که در پایان بارگذاری چشمه اتصال نمونه آزمایشگاهی که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله طراحی شده بود به راحتی تسلیم شده است.

نمونه دوم از یک تیر IPE20 به طول ۱/۵ متر استفاده شده است که به کمک ورق های اتصال بال در بالا و پایین تیر به یک ورق به ضخامت ۳ سانتی متر که با کف صلب آزمایشگاه درگیر می باشد، متصل شده است و شرایط اجرای آن همانند نمونه اول است.

۴- پیکر بندی و بارگذاری آزمایش

در شکل ۳ پیکر بندی آزمایش، قاب صلب آزمایشگاه و جک هیدرولیکی به همراه نمونه آزمایشگاهی در نمونه اول دیده می شود. شرایط پیکر بندی نمونه دوم نیز مشابه نمونه اول است با این تفاوت که به جای ستون ورق ضخیم انتهای تیر به کف صلب آزمایشگاه متصل شده است. در انتهای ستون شرایط تکیه گاهی گیردار به کمک پیچ های پرمقاومت که به کف صلب آزمایشگاه پیچ شده اند تامین شده است. جک هیدرولیکی با ظرفیت حداکثر ۲۵۰ کیلو نیوتن و با حداکثر دامنه تغییر مکانی رفت و برگشتی ۱۵ سانتی متر تغییر مکان چرخه ای را بر سر آزاد تیر اعمال می کند. همچنین به منظور ناپایداری خارج از صفحه نمونه آزمایشگاهی، از یک مهار کننده جانبی در فاصله مناسب بر روی تیر استفاده شده است. محل اعمال بار جک هیدرولیکی در نمونه اول به فاصله ۱ متری از چهره ستون و در نمونه دوم به فاصله ۱,۵ متری از لبه اتصال، بر روی تیر می باشد. در قسمت وارد شدن بار بر تیر از سخت کننده هایی جهت جلوگیری از لهیدگی استفاده شده است.

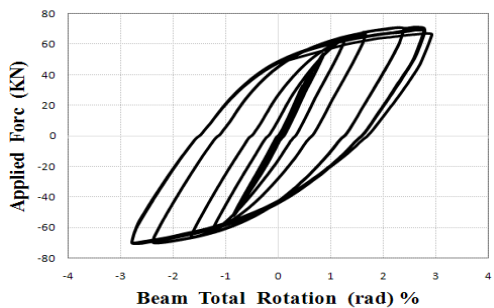
از ۰/۰۳ که به علت ضخیم بودن ورق ها، مفصل پلاستیک به داخل تیر منتقل شده و رفتار لرزه ای را کمی نسبت به نمونه اول بهبود بخشیده است.



شکل ۴: جاری شدن همزمان چشمه اتصال با تیر

شکل ۷: نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و مقایسه

با نمونه تحلیلی ANSYS



شکل ۸: نمودار هیستریزس نمونه دوم آزمایشگاهی

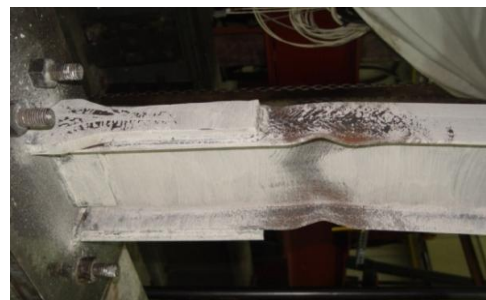


شکل ۵: اولین کسپختگی در ورق بالاسری اتصال

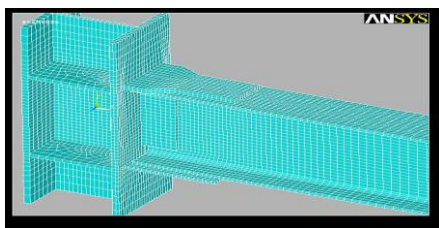
در نمونه دوم که از ورق های بالاسری و زیرسری به نسبت قوی تری از نمونه ی یک استفاده شده است همانطور که در شکل ۶ دیده می شود جاری شدگی بیشتر به ناحیه ی بعد از ورق های زیرسری و بالاسری معطوف شده است و کل مقطع را در بر می گیرد. نخستین تغییر شکل ها در بال های تیر و در نزدیکی ورق های اتصال رخ می دهد و با افزایش کمانش موضعی، بال تیر در نزدیکی ورق های بالاسری و زیرسری دچار کسپختگی می شود.

۶- بررسی تحلیلی اتصال با ورق زیرسری و بالاسری

برای بررسی این اتصال به صورت عددی به روش اجزا محدود از نرم افزار ANSYS استفاده شده است. این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل های بزرگ غیر خطی در حالت تحلیل سه بعدی است. برای مدل سازی اتصال از المان حجمی SOLID 45 کمک گرفته ایم و از مش بندی مناسب و منظم Hex استفاده شده است و برای بررسی دقیق تر در ناحیه اتصال تیر به ستون و چشمه اتصال از مش ریزتری استفاده شده است (شکل ۹).



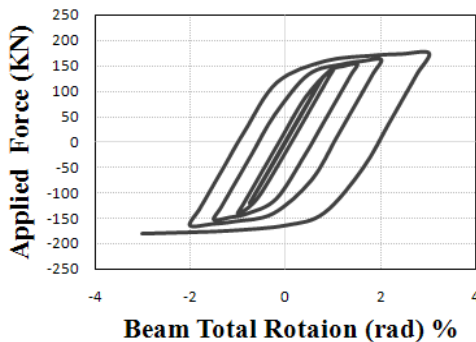
شکل ۶: نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه دوم



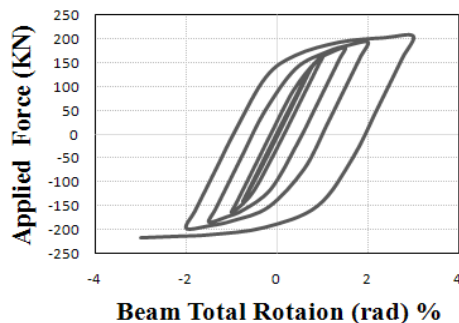
شکل ۹: مش بندی در نرم افزار ANSYS

در شکل ۷ و ۸ منحنی نیرو برحسب چرخش کلی تیر نمونه های آزمایشگاهی آورده شده است که چرخش کلی تیر در نمونه اول ۰/۰۲۵ رادیان و در نمونه دوم کمتر

ستون در انتهای سیکل ۰/۰۳ رادیان به نیروی ۱۸/۱ تن رسیده است و اتصال با ورق زیرسری و روسری به نیروی ۲۱/۶ تن رسیده است که تقریباً ۲۰ درصد افزایش نیرو نسبت به اتصال مستقیم تیر به ستون مشاهده می‌گردد



(الف)



(ب)

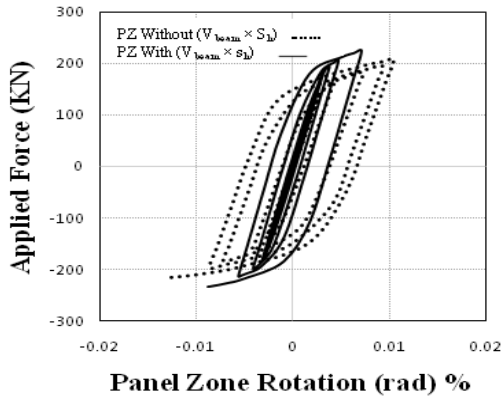
شکل ۱۰: نمودار هیستریزیس تا سیکل ۰/۰۳ (الف) اتصال مستقیم تیر به ستون (ب) اتصال با ورق فوقانی و تحتانی

همانطور که در شکل ۱۱ و ۱۲ قابل مشاهده می‌باشد، در هر دو اتصال مورد بررسی قرار گرفته چشمه اتصال جاری شده است. این در حالی است که در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اثر ایجاد مفصل پلاستیک در تیر در نظر گرفته نشده و این امر باعث تشکیل شدن زودتر یا همزمان مفصل پلاستیک در چشمه اتصال نسبت به تیر می‌گردد و از تمام ظرفیت تیر و اتصال برای استهلاک انرژی استفاده نشده است. ولی در آیین نامه های AISC و Euro Code در آمریکا و اروپا طبق رابطه (۳)، لنگر ناشی از نیروی برشی در محل مفصل پلاستیک درون تیر $(V_{beam} \times S_h)$ در طراحی چشمه اتصال آورده شده است [۵،۳]. اتصال WFP (اتصال توسط ورق تقویتی بالا و پایین) در FEMA350 اثر ایجاد مفصل

مقطع تیر بکار رفته در این پروژه IPE27 ساخت ایران می‌باشد. برای یافتن مشخصات فولاد مصرفی و برای بررسی عددی نمونه‌ها، بر اساس آیین نامه ASTM-A370 تست کشش فولاد از نمونه آزمایشگاهی گرفته شد. فولاد مصرفی با مقاومت تسلیم 3000 kg/cm^2 و مقاومت نهایی 4500 kg/cm^2 و مدول الاستیسیته $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد. مدل سازی رفتار فولاد با استفاده از معیار تسلیم von-mises و در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و با ضریب پواسون ۰/۳ انجام گرفت. از منحنی سه خطی فولاد با سخت شوندگی ایزوتروپیک استفاده گردیده است. برای اطمینان از صحت مدل سازی و نتایج تحلیل‌ها ابتدا نمونه آزمایشگاهی اتصال با ورق زیرسری و بالاسری را با نمونه نرم افزاری با توجه به شرایط ذکر شده شبیه سازی کرده و مورد مقایسه قرار داده‌ایم. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی مطابقت خوبی از نظر رفتار چرخه‌ای با هم دارند.

در ادامه اتصال با ورق بالاسری و زیرسری که به کمک استاندارد ۲۸۰۰ طراحی گردید و مورد آزمایش قرار گرفت را به صورت تحلیلی با اتصال مستقیم تیر به ستون مورد مقایسه قرار داده‌ایم. برای بررسی مقاومت و نحوه تشکیل مفصل پلاستیک، این دو اتصال در نرم افزار ANSYS تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. تاریخچه بارگذاری مانند بارگذاری چرخه‌ای در آزمایشگاه می‌باشد. باتوجه به اینکه مقطع ستون برای هر دو اتصال یکی می‌باشد و همچنین چشمه اتصال بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طرح شده است، ولی چشمه اتصال نمونه‌ها رفتار متفاوت از خود نشان داده است. در اتصال با ورق زیر سری و بالاسری افزایش صلبیت ناحیه اتصال تیر به ستون باعث دور شدن مفصل پلاستیک از چهره ستون و انتقال آن به درون تیر در جلوی ورق‌های اتصال می‌شود که باعث کاهش بازوی لنگر در تیر شده که متناسب با آن افزایش لنگر در چهره ستون طبق رابطه (۳) و برش در چشمه اتصال طبق رابطه (۲) را خواهیم داشت. همانطور که در نمودارهای هیستریزیس دو اتصال در شکل ۱۰ دیده می‌شود اتصال مستقیم تیر به



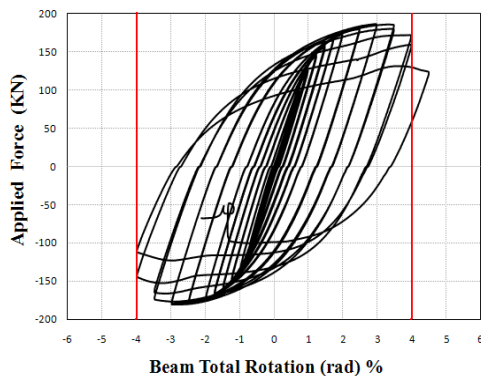


شکل ۱۴: تاثیر در نظر گرفتن $(V_{beam} \times S_h)$ در میزان چرخش چشمه اتصال

همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می شود چشمه اتصال با در نظر گرفتن اثر $(V_{beam} \times S_h)$ و افزایش ضخامت نسبت به شکل ۱۲، کمتر جاری شده است و همچنین در منحنی چرخش چشمه اتصال بر حسب نیرو (شکل ۱۴) مشاهده می شود که چشمه اتصال چرخش کمتری را تحمل می کند، که باعث بهبود تشکیل مفصل پلاستیک در تیر شده است و تا چرخش کلی $0.03/0.09$ اتصال ۹٪ نیروی بیشتری را تحمل کرده است.

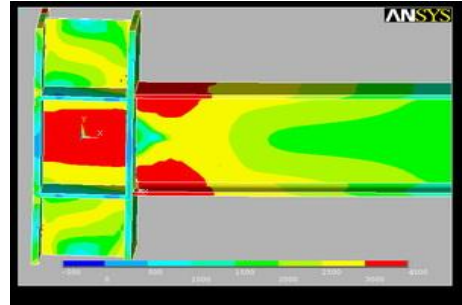
۷- بررسی نقش چشمه اتصال در شکل پذیری اتصالات قاب های خمشی ویژه در FEMA 350

برای بررسی عملکرد چشمه اتصال در اتصالات قاب های خمشی ویژه که مفصل پلاستیک را به درون تیر منتقل می کنند، دو نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفت (شکل ۱۵ و ۱۶).

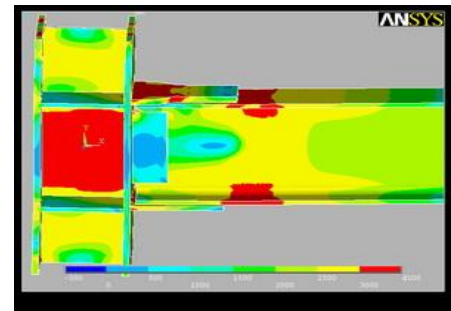


شکل ۱۵: نمودار هیستریزس نمونه اول با چشمه اتصال ضعیف

پلاستیک در تیر را در محاسبات وارد نموده و در رابطه (۳)، مقدار S_h را برابر با طول ورق تقویتی (بالاسری یا زیرسری) در نظر گرفته است و مقدار S_h در اتصال مستقیم تیر به ستون (WUF) برابر نصف ارتفاع تیر متصل به ستون می باشد [۴].

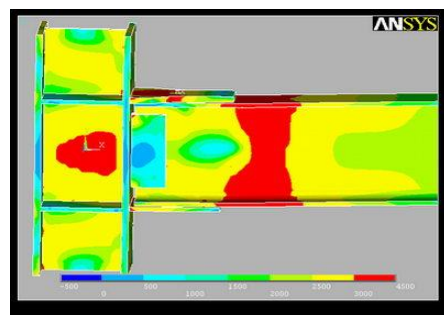


شکل ۱۱: تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال مستقیم



شکل ۱۲: تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه آزمایشگاهی بدون در نظر گرفتن $(V_{beam} \times S_h)$

یک نمونه تحلیلی اتصال با ورق بالاسری و زیرسری همانند نمونه آزمایشگاهی و اعمال میزان S_h در روند طراحی چشمه اتصال در نظر گرفته شده است که باعث افزایش ۳۰٪ ضخامت چشمه اتصال گردیده است.



شکل ۱۳: تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه تحلیلی با در نظر گرفتن اثر $(V_{beam} \times S_h)$

به عدم تضمین عملکرد ستون قوی- تیر ضعیف در این طراحی می گردد و در نهایت باعث افزایش تغییر مکان نسبی طبقه می شود.

ج) در نظر گرفتن لنگر ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک در تیر که برابر با $V_{beam} \times S_h$ می باشد در رابطه

$$\frac{0.8 \sum M_{pb}}{d_b}$$

برای جلوگیری از جاری شدن چشمه

اتصال قبل از استهلاک کامل انرژی توسط تیر و بهبود رفتار لرزه ای سازه لازم می باشد.

د) ضعف ناحیه ی چشمه اتصال در قاب های خمشی ویژه با شکلپذیری بالا، باعث بروز شکست در جوش می گردد و در نتیجه اتصال به شکلپذیری قابل انتظار خود نمی رسد.

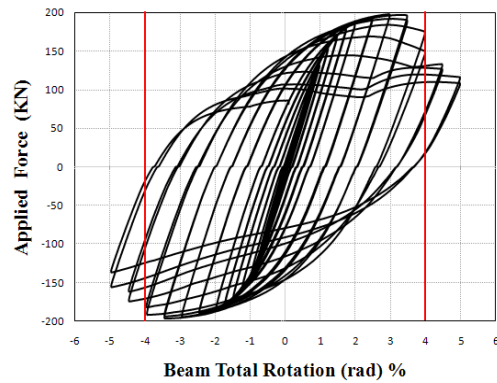
۹- سپاسگذاری

بدین وسیله از همکاری صمیمانه پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و زلزله شناسی در خصوص انجام آزمایش ها تقدیر و تشکر می گردد.

مراجع

- [۱] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان های فولادی ۱۳۸۷.
- [۲] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم.

- [3] AISC/ANSI 341-05, (2005), "Seismic revisions for structural steel buildings," Chicago (IL): American Institute of Steel Construction
- [4] FEMA 350., (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings," Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [5] EC8. Part3: design of structures for earthquake resistance. Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3: June 2005E.
- [6] Cheol-ho Lee, Sang Woo Jeon Jin, Ho Kim and Chia-Ming Uang "Effects of Panel zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections," Journal of Structural Engineering, PP 1854-865, December 2005.



شکل ۱۶: نمودار هیستریزس نمونه دوم با چشمه اتصال قوی

$$V = \left(\frac{M_{pr}}{d_b} \right) \times \left(\frac{L_b/2 + d_c/2}{L_b/2 - e} \right) \times \left(1 - \frac{d_b}{H_c} \right) \quad (8)$$

نسبت مقاومت چشمه اتصال با توجه به رابطه های (۵) و (۸) بدست آمده است [6]. دو نمونه آزمایشگاهی در جدول ۱ مورد مقایسه قرار گرفتند.

جدول ۱

نمونه	نیروی بیشینه (KN)	ضریب چشمه اتصال V/R_V	سیکل شکست جوش اتصال	سیکل پایانی
اول	۱۸۵	۰/۸۱	۰/۰۴	۰/۰۴
دوم	۲۰۰	۰/۴۷	ندارد	۰/۰۵

ضعف چشمه اتصال باعث افزایش سهم مشارکت این ناحیه در چرخش کلی اتصال می گردد که با توجه به نتایج به دست آمده نه تنها بهبودی در رفتار لرزه ای حاصل نمی گردد بلکه باعث افزایش تغییر مکان نسبی طبقات می گردد.

۸- نتیجه گیری

الف) با توجه به چرخش حداقل ۰/۰۴ رادیان برای اتصالات مورد استفاده در قاب های خمشی ویژه، اتصال پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران نمی تواند در زمره قاب های خمشی ویژه قرار گیرد.

ب) نتایج بدست آمده حاصل از این تحقیق و روند طراحی اتصال برای قاب خمشی ویژه که در استاندارد ۲۸۰۰ آمده است، نشان دهنده تسلیم شدن چشمه اتصال زودتر یا به صورت همزمان نسبت به تیر می باشد که منجر





مقایسه معیارهای موجود برای تجمع خسارت خستگی فرا سیکل پایین در اتصال فولادی با ورق های پوششی

* بهروز بدرخانی آجائی^۱، مهدی قاسمیه^۲

چکیده

خستگی فرا سیکل پایین، رایج ترین حالت خرابی در اتصالات تیر به ستون فولادی ساخته شده بعد از زلزله نورتریج است. در این مقاله، سه معیار تجمع خسارت از نظر قابلیت تشخیص ترک خوردگی ناشی از خستگی فرا سیکل پایین در یک اتصال با ورق های پوششی، مقایسه شده اند. شروع ترک خوردگی نرم برای حالت های مختلف بارگذاری، با استفاده از مدل رشد حفرات چرخه ای و با استفاده از نتایج مدل سازی اجزای محدود اتصال، شبیه سازی شده است. نتایج شبیه سازی های انجام شده نشان می دهند که معیار اتلاف انرژی، ترک خوردگی در این اتصال را بهتر از معیارهای دیگر پیش بینی می کند.

کلمات کلیدی

تجمع خسارت، خستگی فراسیکل پایین، اتصال با ورق های پوششی

* ۱. دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران، bbadrkhani@yahoo.com

۲. عضو هیأت علمی دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران، mghassem@ut.ac.ir



نتایج CVGM، شاخص‌های تجمّع خسارت با هم مقایسه شده‌اند.

۲ - شاخص‌های تجمّع خسارت

در این مقاله، قابلیت استفاده از شاخص‌های تجمّع خسارت برای تشخیص ترک‌خوردگی در اتصالات خمشی بررسی شده‌است. سه شاخص تجمّع خسارت به علت سادگی کاربریشان در ارزیابی سازه‌ها انتخاب شده‌اند [۷]. این شاخص‌ها در ذیل ارائه شده‌اند:

الف- شاخص اتلاف انرژی

شاخص اتلاف انرژی با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$D_{ce} = \sum_{i=1}^N \frac{E_i}{F_y \cdot S_y} \quad (1)$$

که در آن E_i انرژی تلف شده در سیکل i ام، F_y نیروی تسلیم و S_y تغییرشکل تسلیم است.

ب- شاخص تغییرشکل پلاستیک تجمّعی

تغییرشکل پلاستیک تجمّعی به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$D_{ck} = \sum_{i=1}^N (\mu_{si} - 1)^a \quad (2)$$

که در آن:

$$\mu_{si} = S_i / S_y \quad (3)$$

در رابطه (۳)، μ_{si} شکل‌پذیری، S_i تغییرشکل اعمال شده و S_y تغییرشکل تسلیم است. ضمناً مقدار a را می‌توان ۱/۶ در نظر گرفت [۸].

ج- شاخص کار تجمّعی

شاخص کار تجمّعی خسارت را به صورت کار تجمّعی بیان می‌کند که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_{ck} = \sum_{i=1}^N (\mu_{si} - 1) \lambda_i \quad (4)$$

که در آن

$$\lambda_i = F_i / F_y \quad (5)$$

که در آن F_i نیرو در سیکل i ام، F_y نیروی تسلیم و μ_{si} در رابطه (۳) تعریف شده است.

۳- مدل رشد چرخه‌ای حفرات

مشاهدات بعد از زلزله نورتریج^۱ نشان داد که گسیختگی ترد علت اصلی خسارات وارد بر اتصالات خمشی ساخته شده قبل از زلزله نورتریج بود [۱]. این مشاهدات باعث ایجاد اتصالات جدید با پرهیز از ایجاد شکاف در سطح فلز و با بهره‌گیری از مصالح با طاقت^۲ بیشتر شد. آزمایشاتی که بر روی اتصالات جدید انجام شدند [۲]-[۵]، نشان دادند که این اتصالات کمتر در معرض وقوع گسیختگی ترد بودند و علت اصلی خسارات وارد بر این اتصالات، خستگی سیکل‌پایین بود. در زمان وقوع یک زلزله، ترک‌های ایجاد شده در اتصالات یک قاب الزاماً باعث گسیختگی کامل اتصالات نمی‌شود؛ هرچند یک پس‌لرزه و یا زلزله بعدی می‌تواند باعث رشد بیشتر این ترک‌ها و در نتیجه گسیختگی کامل اتصالات شود. در عمل، بعد از وقوع هر زلزله شدید، بعضی از اتصالات بازرسی چشمی می‌شوند. با توجه به این که تشخیص ترک‌ها از طریق بازرسی چشمی نیاز به کندن روکاری‌ها و سفت‌کاری‌ها دارد، این روش اقتصادی نیست؛ خصوصاً زمانی که تعداد زیادی اتصال باید بازرسی شوند. علاوه بر این، ترک‌های زیادی با این روش قابل تشخیص نیستند [۲]. بنابراین، با توجه به نیاز موجود برای ارزیابی امنیت سازه‌ها بعد از وقوع زلزله، یک روش محاسباتی برای تشخیص ترک در اتصالات مورد نیاز است. شاخص‌های مختلفی برای محاسبه خسارت تجمّعی در ادبیات فنی معرفی شده‌اند که برای تشخیص گسیختگی کامل اعضای سازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. هدف این مقاله، ارزیابی قابلیت سه شاخص تجمّع خسارت در تشخیص ترک‌خوردگی در یک اتصال با ورق‌های پوششی ساخته شده به روش قبل از زلزله نورتریج است. یک مدل اجزای محدود اتصال با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۶] ساخته شده است. ضمناً، مدل رشد چرخه‌ای حفرات^۳ (CVGM) برای شبیه‌سازی ترک‌خوردگی در اتصال استفاده شده است. بر اساس

1. Northridge
2. Toughness
3. Cyclic Void Growth Model



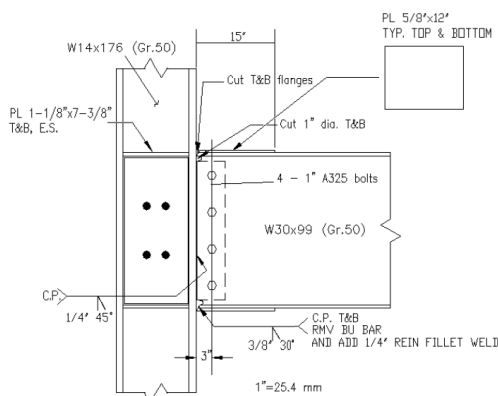
ورق‌های پوششی با استفاده از جوش‌های گوشه طولی و عرضی به بالهای تیر متصل شده‌اند. جان تیر و ورق اتصال جان با جوشهای شیار به بال ستون متصل شده‌اند و ورق اتصال جان به جان تیر پیچ شده است. ورق‌های پیوستگی در هر دو طرف جان ستون قرار گرفته‌اند و یک ورق مضاعف به ضخامت 10 mm برای تقویت چشمه اتصال استفاده شده است. فاصله مرکز محور جک تا سطح خارجی بال ستون 3/4 m است.

ب- مدل اجزای محدود

یک مدل اجزای محدود سه‌بعدی اتصال با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS ساخته شده است. مدل اجزای محدود از 10468 المان شش‌وجهی هم‌پارامتر مرتبه دوم با انتگرال‌گیری کاهش یافته و 102 المان منشوری هم‌پارامتر مرتبه دوم تشکیل شده است. جوش‌های گوشه با استفاده از المانهای منشوری تعریف شده‌اند و جوشهای شیار با مقید کردن گره‌ها نسبت به هم تعریف شده‌اند. برای تمام فولادها مدول الاستیسیته برابر 200000 MPa نسبت پواسون برابر 0/3 فرض شده است [5]. سخت شوندگی کرنشی ایزوتروپیک در مدل مصالح استفاده شده است. یک رابطه تنش-کرنش سه‌خطی برای تمام مصالح استفاده شده است که پارامترهای آن در مرجع [5] برای تمام فولادها ارائه شده‌اند.

مدل اجزای محدود اتصال در اشکال 2 و 3 نشان داده

شده است. یک برنامه کامپیوتری به زبان Fortran



شکل ۱- جزئیات اتصال آزمایش شده [۵]

بارهای وارد بر سازه‌ها در اثر زلزله، شامل تعداد سیکل‌های کمتری از خستگی سیکل‌پایین متعارف هستند و کرنش‌ها بسیار بیشتر از کرنش تسلیم هستند. این شرایط خستگی فراسیکل‌پایین نامیده می‌شود. مکانیزم‌هایی که باعث خستگی فراسیکل‌پایین می‌شوند از مکانیزم‌هایی که خستگی سیکل‌پایین سنتی را ایجاد می‌کنند متفاوت‌اند [۹].

مدل CVGM در مرجع [۹] برای شبیه‌سازی ترک-خوردگی نرم در حالت خستگی فراسیکل‌پایین معرفی شده است. در این مدل تشکیل ترک به صورت نتیجه رشد و به هم پیوستن حفرات در داخل فلز بیان می‌شود [۹].

در این مدل فرض می‌شود که ترک خوردگی زمانی اتفاق می‌افتد که [۱۰]:

$$VGI_{cyclic} > VGI_{cyclic}^{critical} \quad (6)$$

که در آن

$$VGI_{cyclic}^{critical} = VGI_{monotonic}^{critical} e^{(-\lambda \varepsilon_p^{accumulated})} \quad (7)$$

و

$$VGI_{cyclic} = \sum_{tensile\ cycles} \int_{\varepsilon_1}^{\varepsilon_2} e^{(|1.5T|)} d\varepsilon_p - \sum_{compressive\ cycles} \int_{\varepsilon_1}^{\varepsilon_2} e^{(|1.5T|)} d\varepsilon_p \quad (8)$$

که در آن T نسبت سه‌محوری تنش، $d\varepsilon_p$ نمو کرنش پلاستیک و ε_1 و ε_2 حدود انتگرال‌گیری متناظر با شروع و انتهای هر سیکل هستند. $VGI_{monotonic}^{critical}$ و λ از مشخصات مصالح محسوب می‌شوند که از آزمایشات مصالح به دست می‌آیند و $\varepsilon_p^{accumulated}$ کرنش پلاستیک معادل است که تا آخرین ورود بارگذاری به محدوده کششی محاسبه می‌شود.

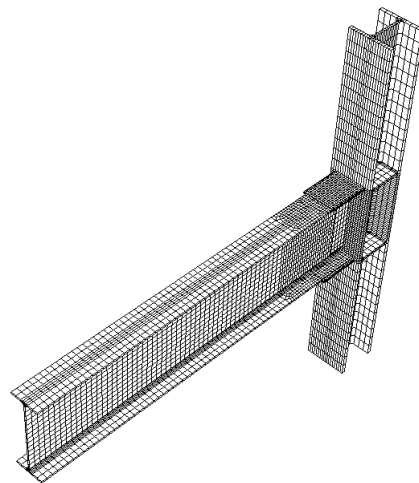
۴- شبیه‌سازی ترک خوردگی با CVGM

الف- اتصال مورد بررسی

اتصال RC03 که در مرجع [۵] آزمایش شده [۵]، برای شبیه‌سازی ترک خوردگی در این مقاله مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل ۱ جزئیات نمونه آزمایش شده نشان داده شده است. اتصال آزمایش شده یک اتصال با ورق‌های پوششی بود که از یک تیر با مقطع W30x99 از جنس فولاد نمره ۵۰ و یک ستون با مقطع W14x176 از جنس فولاد نمره ۵۰ تشکیل شده بود. بالهای تیر و ورق‌های پوششی با استفاده از جوش‌های شیار به بال ستون متصل شده‌اند.

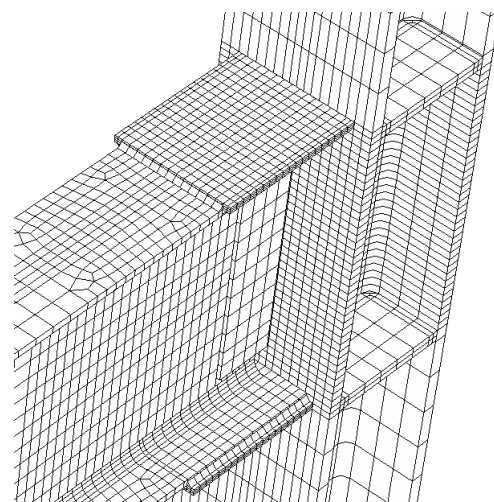


طبقه‌های اتصال تحت بارگذاری نشان داده شده است [۵]. در این شکل نمودار نیرو-جابجایی بین طبقه‌های به دست آمده از تحلیل اجزای محدود با نمودار به دست آمده از آزمایش مقایسه شده است. بارگذاری در تحلیل اجزای محدود تا سیکل‌های زاویه جابجایی بین طبقه‌های ۰/۰۴ ادامه داده شده است زیرا ترک‌خوردگی در آزمایش در این سیکل‌ها مشاهده شده است [۵]. در شکل ۵، انطباق خوبی بین نتایج آزمایش و تحلیل اجزای محدود دیده می‌شود.



شکل ۲- مدل اجزای محدود اتصال

در شکل ۶، توزیع کمیت VGI_{cyclic} برای بارگذاری SAC Basic نشان داده شده است. در این شکل، نقطه حداکثر VGI_{cyclic} به رنگ قرمز ظاهر شده است که محل ترک‌خوردگی که با CVGM پیش‌بینی می‌شود را نشان می‌دهد. پیش‌بینی محل ترک‌خوردگی انطباق خوبی با نتیجه آزمایش [۵] که در شکل ۷ نشان داده شده است (بال پایینی تیر، محل اتصال جان به بال تیر) دارد. در شکل ۸، نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{critical}$ برای بارگذاری SAC Basic، برای محل ترک‌خوردگی نشان داده شده است. لحظه ترک‌خوردگی با تقاطع این دو منحنی تعیین می‌شود. با استفاده از این شکل، ترک‌خوردگی در دومین سیکل زاویه جابجایی بین طبقه‌های ۰/۰۴ پیش‌بینی می‌شود که با نتیجه آزمایش [۵] انطباق دارد. شبیه‌سازی ترک‌خوردگی برای سایر بارگذاری‌ها به همین روش انجام شده است. در اشکال ۹ تا ۱۲، نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{critical}$ برای سایر بارگذاری‌ها رسم شده‌اند.



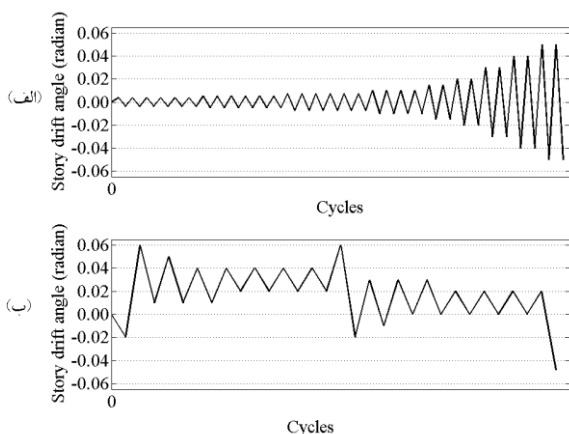
شکل ۳- مش‌بندی اتصال در ناحیه ریزش‌دگی مش

برای محاسبه متغیرهای CVGM همراه با مدل اجزای محدود استفاده شده است. $VGI_{monotonic}$ و λ به ترتیب برابر ۲/۸ و ۰/۱۱ در نظر گرفته شده‌اند. این مقادیر از آزمایش بر روی نمونه‌های گرفته شده از یک پروفیل W از جنس فولاد نمره ۵۰ به دست آمده‌اند [۹].

ج- شبیه‌سازی ترک‌خوردگی

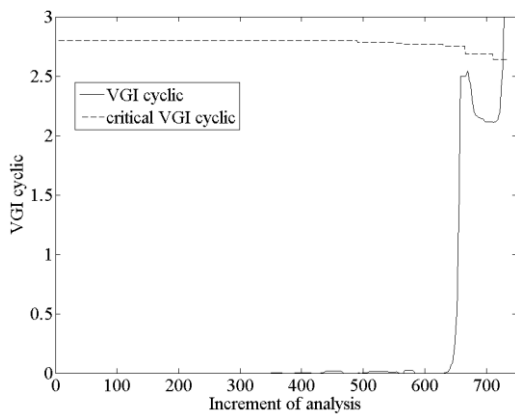
پروتکل‌های بارگذاری SAC Basic و SAC Nearfault [۱۱] که در شکل ۴ نشان داده شده‌اند و بارگذاری‌های با دامنه ثابت ۰/۰۳، ۰/۰۴ و ۰/۰۵ رادیان زاویه جابجایی بین طبقه‌های به مدل اجزای محدود اتصال اعمال شدند. در اینجا نتایج تحلیل اجزای محدود برای بارگذاری‌های مختلف به‌طور خلاصه توضیح داده شده است.

در شکل ۵، نمودار هیستریزس نیرو-جابجایی بین-

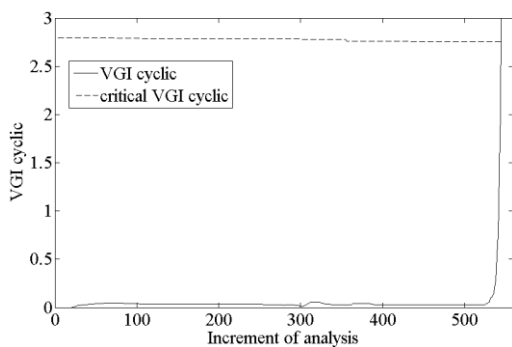


شکل ۴- پروتکل‌های بارگذاری SAC، (الف) پروتکل بارگذاری SAC Basic، (ب) پروتکل بارگذاری SAC Nearfault

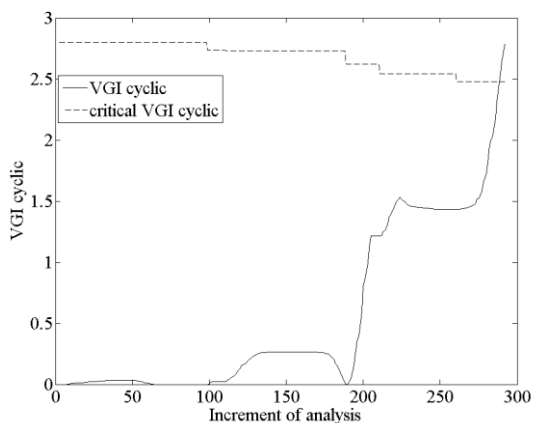




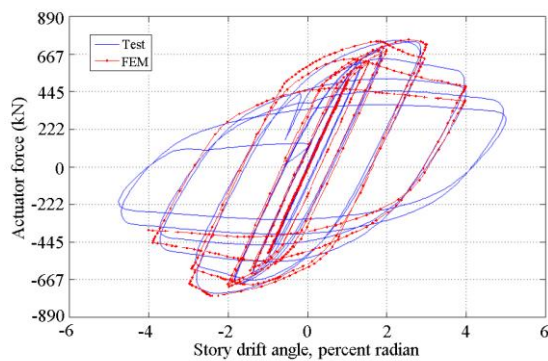
شکل ۸- نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{cyclic}^{critical}$ برای بارگذاری SAC Basic



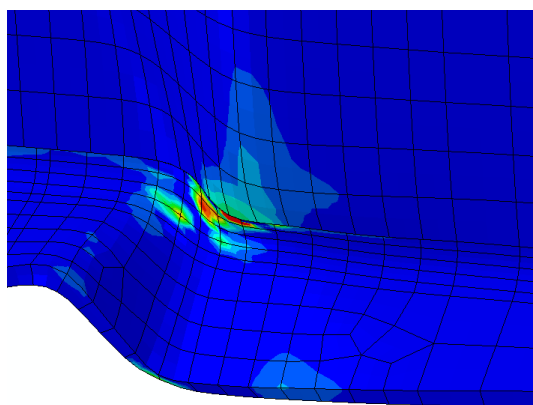
شکل ۹- نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{cyclic}^{critical}$ برای بارگذاری SAC Near-fault



شکل ۱۰- نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{cyclic}^{critical}$ برای بارگذاری با دامنه ثابت ۰/۰۵ رادیان جابجایی بین طبقه‌ای



شکل ۵- نمودارهای نیرو- جابجایی بین طبقه‌ای اتصال تحت بارگذاری SAC basic به دست آمده از آزمایش و تحلیل اجزای محدود



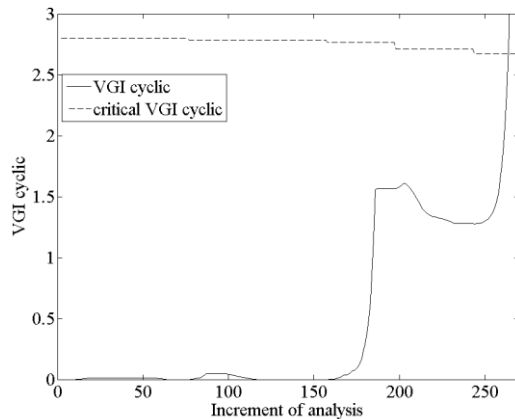
شکل ۶- توزیع VGI_{cyclic} برای بارگذاری SAC Basic



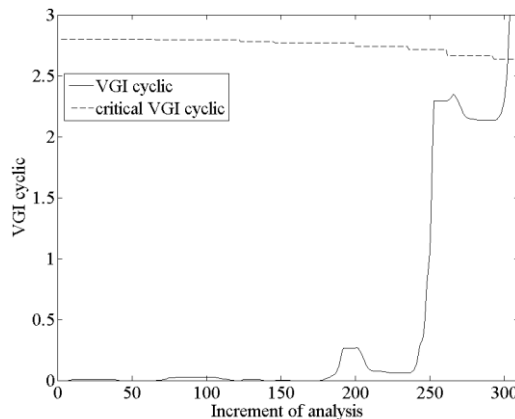
شکل ۷- محل شروع گسیختگی در آزمایش [۵]

در لحظه ترک خوردگی محاسبه شده‌اند در جدول ۱ ارائه شده‌اند. با در نظر نتایج ارائه شده در جدول ۱، مشاهده می‌شود که شاخص اتلاف انرژی و شاخص کار تجمعی برای پیش‌بینی ترک خوردگی قابل استفاده‌ترند زیرا هر دو شاخص برای بارگذاری‌های مختلف مقادیر تقریباً ثابتی به دست می‌دهند. انحراف از معیارهای محاسبه شده برای این شاخص‌ها مؤید این مسأله هستند.

اشکال ۱۳ و ۱۴ انرژی وارد شده به اتصال برای بارگذاری‌های SAC Basic و SAC Nearfault را نشان می‌دهند. همان طور که در شکل ۱۳ دیده می‌شود، در بارگذاری SAC Basic در طول سیکل‌های با دامنه کمتر از زاویه جابجایی بین طبقه‌های ۰/۱۳ یعنی قبل از نمو ۳۰۰، منحنی انرژی وارد شده، در انتهای هر سیکل به صفر برمی‌گردد. دلیل این مسأله این است که در طول این سیکل‌ها، اتصال در محدوده الاستیک است. هرچند همان طور که در شکل ۱۴ دیده می‌شود، در بارگذاری SAC Nearfault سیکل‌های با دامنه ۰/۰۱ متناظر با نمونه‌های ۱۶۲ تا ۲۴۸ و ۴۴۷ تا ۵۲۰ در اتلاف انرژی مشارکت غیرصفر دارند و دلیل این مسأله تسلیم و کماتش در سیکل‌های با دامنه بزرگتر قبلی است.



شکل ۱۱- نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{critical}$ برای بارگذاری با دامنه ثابت ۰/۰۴ رادیان جابجایی بین طبقه‌های



شکل ۱۲- نمودارهای VGI_{cyclic} و $VGI_{critical}$ برای بارگذاری با دامنه ثابت ۰/۰۳ رادیان جابجایی بین طبقه‌های

۵- مقایسه شاخص‌های خسارت

بر اساس نتایج به دست آمده از شبیه‌سازی CVGM، شاخص‌های خسارت توصیف شده در بخش ۲ با هم مقایسه شده‌اند. منظور از این کار تعیین شاخصی است که به بهترین وجه لحظه ترک خوردگی را پیش‌بینی می‌کند. نیروی اعمال شده از طرف جک و جابجایی بازوی جک به عنوان نیرو و تغییرشکل در روابط ۱ و ۳ و ۵ جایگذاری شده‌اند. نیروی تسلیم ۷۴۶/۶ kN و تغییرشکل تسلیم ۰/۰۴۸ m از آزمایش به دست آمده‌اند [۵]. مقدار a در رابطه (۲) طبق پیشنهاد [۸] برابر ۱/۶ فرض شده است. مقدار شاخص‌های خرابی که برای بارگذاری‌های مختلف



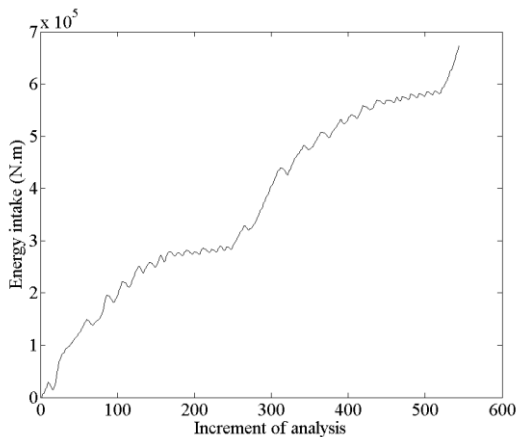
جدول (۱): شاخص‌های خسارت محاسبه شده در لحظه ترک خوردگی

شاخص	شاخص	شاخص	بارگذاری
کار تجمعی	تغییر شکل پلاستیک تجمعی	اتلاف انرژی	SAC Basic
۶/۴۵	۹/۶۰	۲۰/۸۷	SAC Near-Fault
۵/۳۸	۸/۸۷	۱۸/۹۰	دامنه ثابت، زاویه جابجایی بین طبقه‌ای ۰/۰۵
۶/۲۷	۱۵/۰۷	۱۹/۴۲	دامنه ثابت، زاویه جابجایی بین طبقه‌ای ۰/۰۴
۵/۲۴	۹/۰۵	۱۵/۹۱	دامنه ثابت، زاویه جابجایی بین طبقه‌ای ۰/۰۳
۵/۱۷	۷/۱۱	۱۷/۷۰	میانگین
۵/۷۰	۹/۹۴	۱۸/۵۶	انحراف معیار
۰/۱۱	۰/۳۰	۰/۱۰	

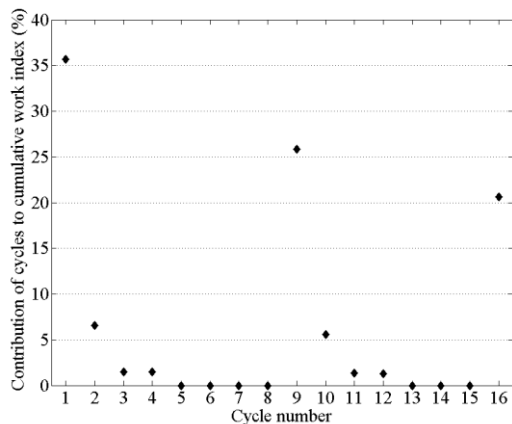
در شکل ۱۵، مشارکت هر سیکل در شاخص کار تجمعی برای بارگذاری SAC Nearfault نشان داده شده است. برای سیکل‌های با دامنه کمتر از جابجایی بین طبقه‌ای تسلیم، مقدار شکل پذیری μ_{si} کمتر از ۱ می‌شود که باعث منفی شدن عبارت $\lambda_i(\mu_{si} - 1)$ در رابطه (۴) می‌شود و بنابراین این عبارت برای این سیکل‌ها صفر در نظر گرفته می‌شود. بنابراین این شاخص توانایی در نظر گرفتن تأثیر سیکل‌های کوچک بعد از سیکل‌های بزرگتر را ندارد.

۶- نتیجه گیری

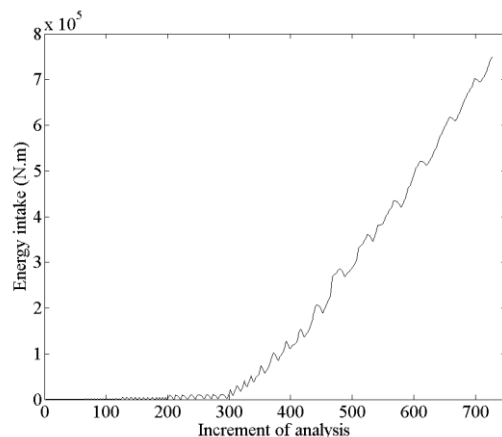
در این مقاله، یک مدل اجزای محدود از یک اتصال با ورق‌های پوششی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS ساخته شده است. مدل CVGM برای شبیه‌سازی ترک خوردگی در



شکل ۱۴- انرژی وارد شده به اتصال در بارگذاری SAC Nearfault



شکل ۱۵- مشارکت هر سیکل در شاخص کار تجمعی در بارگذاری SAC Nearfault



شکل ۱۳- انرژی وارد شده به اتصال در بارگذاری SAC Basic



سازی‌ها نشان داد که شاخص اتلاف انرژی پیش‌بینی بهتری برای ترک‌خوردگی اتصال انجام می‌دهد. شاخص تغییرشکل پلاستیک تجمعی پراکندگی بیشتری نسبت به دو شاخص دیگر نشان می‌دهد که وابستگی این شاخص به بارگذاری را نشان می‌دهد. شاخص کار تجمعی اثر سیکل-های کوچک بعد از سیکل‌های بزرگتر را نشان نمی‌دهد.

اتصال استفاده شده است. مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش انطباق خوبی به صورت پیش‌بینی محلّ و لحظه ترک‌خوردگی نشان داد.

قابلیت استفاده از سه شاخص خسارت برای تشخیص ترک‌خوردگی در اتصال بررسی شده است. این شاخص-های خسارت، بر اساس نتایج شبیه‌سازی CVGM برای پنج بارگذاری مختلف با هم مقایسه شده‌اند. نتایج شبیه-

۷- مراجع

- [6] ABAQUS, (1998), User's Manual, Version 5.8, Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc.
- [7] C. A. Castiglioni, and R. Pucinotti, "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 4, pp. 751-765.
- [8] H. Krawinkler, and M. Zohrei, "Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions," *Comput. Struct.*, vol. 16, no. 1-4, pp. 531-541, Apr. 1983.
- [9] A. M. Kanvinde, and G. G. Deierlein, "Micromechanical simulation of earthquake induced fracture in steel structures," *Technical Rep. No 145*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, California.
- [10] A. M. Kanvinde, and G. G. Deierlein, "Cyclic void growth model to assess ductile fracture initiation in structural steels due to ultra low cycle fatigue," *J. Eng. Mech. - ASCE*, vol. 133, no. 6, pp. 701-712, June 2007.
- [11] H. Krawinkler, A. Gupta, R. Medina, and N. Luco, "Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies," *Technical Rep.*, Department of Civil and Env. Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- [1] E. J. Kaufmann, J. W. Fisher, R.M. Di Julio Jr., and J. L. Gross, "Failure analysis of welded steel moment frames damaged in the northridge earthquake," NISTIR 5944, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- [2] J. Iyama, and J. M. Ricles, "Prediction of fatigue life of welded beam-to-column connections under earthquake loading," *J. Struct. Eng. - ASCE*, vol. 135, no. 12, pp. 1472-1480, Dec. 2009.
- [3] X. Zhang, J. M. Ricles, L. W. Lu, and J.W. Fisher, "Analytical and experimental studies on seismic behavior of deep column-to-beam welded reduced beam section moment connections," in *Proc. 13th world Conf. Earthq. Eng.*, Vancouver, B.C., 2004, paper No. 1599.
- [4] J. M. Ricles, X. Zhang, J. W. Fisher, and L. W. Lu, "Seismic performance of deep column-to-beam welded reduced beam section moment connections," in *Proc. 5th Conf. Connections in Steel Structures.*, Amsterdam, 2004, pp. 211-222.
- [5] T. Kim, A. S. Whittaker, A. S. J. Gilani, V. V. Bertero, and S. M. Takhirov, "Cover-plate and flange-plate reinforced steel moment-resisting connections," Pacific Earthquake Engineering Research Center, Technical Report, Sept. 2000.



شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مولفان	نازنین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



انجمن سازه های فولادی ایران

فرم درخواست عضویت حقیقی، حقوقی و دانشجویی

محل الصادق
عکس

۱. مشخصات

نام خانوادگی:

نام پدر: شماره شناسنامه: سال تولد: محل تولد: کد ملی:

نام شرکت: شماره ثبت: تاریخ و محل ثبت: فعالیت اصلی:

نام: First Name:

نام خانوادگی: Last Name:

– اشخاص حقیقی و دانشجویی:

– اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در قسمت اشخاص حقیقی درج شود):

۲. سوابق تحصیلی دانشگاهی

کشور - شهر	دانشگاه	تاریخ اخذ مدرک	گرایش	رشته	مقطع

۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ

فعالیت سازمان مربوط

- خدمات طرح و ساخت تولید کننده محصولات فولادی
- خدمات مشاوره تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات
- خدمات پیمانکاری دستگاه های اجرایی
- خدمات پژوهشی سایر
- خدمات آموزشی

فعالیت اصلی

- مدیر ارشد کارشناس طراح
- مدیر اجرایی کارشناس مصالح
- مدیر تولید کارشناس ماشین آلات
- مدیر طراحی کارشناس کنترل کیفیت
- عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)

۴. نشانی

محل کار: کد: فاکس: تلفن همراه:

تلفن: کد: فاکس: تلفن همراه:

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد: منزل محل کار

Email:

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی

ایران درخواست عضویت حقوقی حقیقی دانشجویی در این انجمن را دارم.

تاریخ امضاء

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع فعالیت	نوع عضویت	تاریخ عضویت

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳*۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی (کپی کارت دانشجویی برای عضویت دانشجویی) - رسید پرداخت حق عضویت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی یکمصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۳۳۰۴۵۰۷۰۴۵ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰۷۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .

کمیته پذیرش

در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.

هیأت مدیره

در این بخش چیزی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :
تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.ISSS.IR مراجعه نمایید .