



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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	(استاد 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
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
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

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. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال بیست و چهارم - شماره‌ی سی و یکم

بهار ۱۴۰۰

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

۵ بررسی پارامتری رفتار چرخه ای اتصال خمشی نوین T شکل تیر فولادی به ستون فولادی پر شده با بتن (CFT)
Parametric analysis of the cyclic behavior of a new T-shaped flexural connection of steel beams to concrete filled tubular (CFT) columns

حمید محمدی گرمی، امید رضائی فر

۲۵ بررسی تشکیل میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به المان‌های مرزی قائم
Investigation of Tension Filed Formation in Steel Shear Walls with Partial Length Connection of Web to Vertical Boundary Elements

نادر فنائی، سید محمد رضا حاجی میرصادقی

۳۹ پیشنهاد شاخص تعمیر پذیری قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پس کشیده تحت زلزله‌های دور از گسل
The Proposal of the Repairability Index for post-tensioned self-centering Steel Moment Frames under Far-Field Earthquakes

محمد باوندی، عبد الرضا سروقد مقدم، محمدرضا منصوری، آرمین عظیمی نژاد

۵۵ تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده
Effect of mechanical and geometric properties change on connections in Steel Moment Frames against Progressive

احمد کریمیان، ارسطو ارمغانی، علاءالدین بهروش

۷۱ رفتار دیوار برشی با ورق فولادی در ساختمان‌های بلندمرتبه
Behavior of High Rise Structures with Steel Plated Shear Walls

مهدی قاسمیه، ناصر حیدری

۸۷ صحت‌سنجی مدل نرم‌افزاری پل دارای قوس افقی با استفاده از آزمون میدانی
Field validated modelling of horizontally curved bridge

محسن گرامی، سجاد حیدری

۹۶ شیوه نگارش

۹۷ فرم عضویت

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

بررسی پارامتری رفتار چرخه‌ای اتصال خمشی نوین T شکل تیر فولادی به ستون فولادی پر شده با بتن (CFT)

حمید محمدی گرفمی^۱، امید رضائی فر^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

* سمنان، صندوق پستی ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، Orezayfar@semnan.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۶/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۲/۲۳)

چکیده

یکی از انواع اتصالات تیر به ستون فولادی اتصال به وسیله المان‌های T شکل می‌باشد. سهولت در فرآیند ساخت، حمل و برپایی در عین شکل‌پذیری مناسب، اقتصادی و مقاوم بودن از مزایای این نوع اتصال می‌باشد. در ستون‌های قوطی‌شکل، پیچ‌کاری بال سپری به بال ستون به دلیل محدودیت دسترسی به‌عنوان یک چالش مطرح می‌باشد. در این تحقیق ضمن استفاده از بولت‌های میان‌گذر به عنوان عامل برقراری اتصال میان بال سپری و بال ستون، موجبات انتقال نیروها و صلبیت چشمه اتصال فراهم گردیده است. این موضوع به‌ویژه در ستون‌های فولادی پر شده با بتن که موضوع عبور بتن از ناحیه چشمه اتصال مطرح است، کارآمد می‌باشد. از سوی دیگر انتقال مستقیم تنش‌ها به بدنه ستون، موضوع ازدیاد طول بولت‌های میان‌گذر تحت بارهای چرخه‌ای که موجب کاهش سطح عملکرد آن‌ها می‌شود و همچنین تراکم بالای محصول قطر زیاد و چهار طرفه بودن اتصال که موجب اختلال در عبور بتن از ناحیه چشمه اتصال می‌شود، به‌عنوان موضوعات بحث‌برانگیز مطرح می‌باشد. بدین جهت به‌منظور ارائه راهکار مناسب، در اقدامی نوآورانه از دیافراگم خارجی ستون به همراه بولت‌های میان‌گذر استفاده گردید و عملکرد مشترک و توأمان آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. در این پژوهش با استفاده از نرم افزار ABAQUS، یک نمونه اتصال با بولت میان‌گذر و دیگری به همراه دیافراگم خارجی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد عملکرد کلی هر دو اتصال کاملاً مطلوب است.

واژگان کلیدی

اتصال خمشی تیر به ستون، ستون مرکب CFT، اتصال T شکل، بولت میان‌گذر، دیافراگم خارجی

Parametric analysis of the cyclic behavior of a new T-shaped bending connection of steel beam to steel column filled with concrete (CFT) column

H.M. Garfamy, O. Rezaifar

Abstract

T-shaped joints are one type of beam-column connections in steel structures. Ease of manufacturing, transportation, and assembling, as well as suitable ductility, economy, and durability, are the advantages of this type of connection. However, bolting of the T-shaped flange to tubular columns is very challenging due to limited access. In this research, by using through bolts for connecting the T-shaped flanges and the column, the transfer of forces and the rigidity of the panel zone have been provided. This is especially effective in concrete filled tubular (CFT) columns where the passage of concrete through the panel zone is important. On the other hand, the direct transfer of stresses to the column, the stretch of through bolts under cyclic loads, which reduces their performance level, as well as accumulation of bolts, which is caused by large diameter, and four-way connection that interferes with the passage of concrete through the panel zone are controversial. Therefore, to provide a suitable solution, in an innovative action, the external diaphragm of the column with through bolts was used simultaneously and the performance of the connection was examined. In this study, using ABAQUS software, one connection sample with a through bolt and another with an external diaphragm were investigated. The results show that the overall performance of both kinds of connection is quite good.

Keywords

Beam-to-column bending connection, CFT composite column, T-shaped connection, Through bolt, External diaphragm

سیستم مرکب بتنی فولادی، امروزه در ستون‌ها، تیرها و دال‌های با دهانه‌های متوسط و بزرگ در ساختمان‌ها و همچنین در پایه و تیرهای پل‌ها استفاده می‌شوند. ستون‌های مرکب علاوه بر مزایای سازه‌ای دارای مزایای اجرایی مانند سرعت ساخت بالا نیز می‌باشند.

ستون‌های مرکب پر شده با بتن از ترکیب دو مصالح متداول سازه‌ای بتن و فولاد تشکیل شده و از مزیت‌های هر دوی آن‌ها بهره می‌گیرند. نتیجه این همکاری مشترک بین بتن و فولاد تشکیل یک عضو سازه‌ای با ویژگی‌های عالی مانند ظرفیت باربری بالا در فشار، خمش، برش و پیچش می‌باشد. ستون‌های مرکب پر شده با بتن دارای ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسب بوده و برای استفاده در مناطق لرزه‌خیز یک گزینه بسیار مناسب تلقی می‌شوند.

این ستون‌ها به علت وجود جداره پیوسته فولادی نیازی به قالب‌بندی نداشته و از نظر اجرایی سرعت ساخت بالایی دارند و این در شرایطی است که طرح توجیه اقتصادی نیز خواهد داشت. چندین سال است ساخت‌وساز با اعضای مرکب در آسمان‌خراش‌های آمریکا و ژاپن رواج یافته است، لیکن در ایران به تازگی در حال رشد بوده و اخیراً مورد اجرا قرار گرفته است [۱].

مزیت بزرگ ستون‌های مرکب پر شده با بتن سختی بالای آن‌ها می‌باشد. بنابراین یکی از بهترین سیستم‌های باربر جانبی برای آن‌ها، سیستم قاب خمشی می‌باشد.

یکی از انواع اتصالات تیر به ستون فولادی اتصال به وسیله المان‌های T شکل می‌باشد. سهولت در فرآیند ساخت، حمل و نصب در عین شکل‌پذیری مناسب، اقتصادی و مقاوم بودن از مزایای این نوع اتصال می‌باشد. در ستون‌های قوطی شکل پیچ‌کاری بال سبیری به بال ستون به دلیل محدودیت دسترسی به عنوان یک چالش مطرح می‌باشد. در این تحقیق به صورت نوآورانه از بولت‌های میان‌گذر به منظور اتصال بال سبیری به بال ستون استفاده شده است.

از سوی دیگر تغییر طول نسبی بولت‌های میان‌گذر تحت بارهای چرخه‌ای که موجب کاهش سطح عملکرد آن‌ها می‌شود و همچنین تراکم بالای محصول قطر بالا و چهار طرفه بودن اتصال به ویژه در دهانه‌های بلند که موجب اختلال در عبور بتن از ناحیه چشمه اتصال می‌شود به عنوان موضوعات بحث‌برانگیز مطرح می‌باشد. به منظور ارائه راهکار مناسب در دومین اقدام نوآورانه در این پژوهش، از دیافراگم خارجی ستون به همراه

بولت‌های میان‌گذر استفاده گردید و عملکرد مشترک و توأمان آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه از روش تحلیل اجزاء محدود برای بررسی رفتار نمونه‌های اتصال استفاده شده است.

با وجود تمام فوایدی که برای ستون‌های پر شده با بتن و اتصال تیر به آن‌ها توسط قطعات T شکل عنوان شد، کاربرد این ستون‌ها و اتصالات تیر به آن‌ها با پاره‌ای محدودیت همراه است که در این زمینه می‌توان به ابهام و پیچیدگی اتصالات به کاررفته در این گونه ستون‌ها و کمبود تجربه در طراحی و ساخت آن‌ها در کشور اشاره کرد. از سوی دیگر اتصالات و مفاصل به طور بالقوه، حساس‌ترین و کمتر شناخته شده‌ترین قسمت در قاب‌های ساختمانی هستند که رفتار آن‌ها مستقیماً در رفتار کل سازه تأثیرگذار است. نقش اصلی اتصالات انتقال نیروهای بین اعضا و حفظ یکپارچگی سازه تحت بار است. معمولاً چند عنصر سازه‌ای در یک اتصال به هم می‌رسند. بخشی از یک اتصال ممکن است تحت تنش‌های فراتر از محدوده الاستیک قرار گیرد و حتی ممکن است باز توزیع نیروها در سطح بار سرویس رخ دهد. در این موارد برای حفظ عملکرد رضایت‌بخش اتصال، وجود انعطاف و شکل‌پذیری در محل اتصال الزامی است. بسیاری از شکست‌های سازه‌ای، نه به دلیل ضعف در تحلیل و یا طراحی اعضای سازه، بلکه به دلیل عدم توجه به رفتار اتصال و طراحی یا اجرای صحیح آن رخ می‌دهد.

ستون با مقطع توخالی پر شده با بتن عمدتاً یک گزینه مطلوب برای طراحی لرزه‌ای ستون‌های معمولی است، زیرا مقاومت افزایش یافته ستون ناشی از محصورشدگی بتن، تأخیر در کماتش موضعی به دلیل قید پیوسته مقطع فولادی و شکل‌پذیری بهبود یافته ستون در بارگذاری رفت و برگشتی قابل انتظار است. به همین دلیل برای استفاده از مزایای سازه‌ای این ستون‌ها، اتصالات صلب با مقاومت کامل مورد نیاز می‌باشد. در برخی موارد که اتصالات ساده تیر به ستون مختلط در طرح ارائه شده باشد، اصول محاسباتی و مدهای شکست تفاوت عمده‌ای با ستون‌های توخالی ندارد، اما اتصالات صلب با مشکلاتی مواجه می‌باشند. در اتصالات صلب به علت وجود بتن درون مقطع ستون، نمی‌توان مانند سازه‌های صرفاً فولادی، ورق پیوستگی را علیرغم همه مسائلی که در خصوص جوش بعد چهارم آن وجود دارد اجرا کرد و این موضوع باعث ضعف در محل چشمه اتصال می‌شود [۲].

از طرفی ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی، مهم‌ترین بخش سازه را تشکیل می‌دهد که رفتار آن مستقیماً در



رفتار کل سازه تأثیرگذار است. یک اتصال صلب باید بتواند لنگر مورد انتظار در بر اتصال را از تیر به ستون منتقل کند و علاوه بر تأمین صلبیت لازم، ظرفیت تحمل دوران ناشی از جابجایی نسبی طبقات را در محدوده غیرالاستیک داشته باشد [۳].

از نتایج تحقیقاتی که Alostaz و Schneider انجام دادند مشخص گردید در مناطق با لرزه‌خیزی بالا از اتصال تیر به جداره ستون بدون سخت‌کننده و با جوش باید پرهیز شود؛ زیرا اعوجاج شدید جداره ستون می‌تواند مانع استفاده از ظرفیت خمش پلاستیک تیر شود و همچنین باعث ایجاد تنش‌ها و کرنش‌های بسیار بزرگ بر روی جوش‌ها و بال ستون می‌شود؛ بنابراین نیاز به جزئیات مناسبی در اتصال تیر فولادی به ستون مرکب پر شده با بتن می‌باشد که اعوجاج و کرنش‌های بزرگ در بال ستون را به حداقل برساند [۴].

جزئیات مختلفی برای اتصال صلب تیر به ستون مرکب پر شده با بتن معرفی شده است؛ اما اکثر آن‌ها هنوز به صورت تئوری بوده و تا رسیدن به حالت عملی و اجرایی فاصله زیادی دارند. برای مثال کین و همکارانش مطالعاتی آزمایشگاهی روی ۴ مدل با مقیاس واقعی با دیافراگم میانی انجام دادند. متغیرهای آزمایشات آن‌ها شامل هندسه دیافراگم، مکان سوراخ دسترسی جوشکاری و نحوه اتصال تیر به ستون می‌باشد. با توجه به نتایج تحقیقات کین و همکارانش، اتصال با دیافراگم عبوری شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی قابل‌قبولی تحت بار لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد [۵].

راه‌حل دیگر برای تأمین سختی موردنیاز در اتصالات قاب‌های خمشی، استفاده از تمام یا بخشی از مقطع تیر متصل به ستون است. با استفاده از برش مقطع ستون به اندازه مقطع تیر و جوشکاری اطراف آن به پوسته ستون می‌توان این کار را انجام داد. عزیزی نمینی و اشنایدر [۶] در طی برنامه‌ای تحقیقاتی بر روی انواع راه‌کارهای دیافراگم‌های ستون از جمله عبور تیر از ستون کار کردند. تحقیقات آن‌ها شامل ساخت و آزمایش نمونه‌هایی با ابعاد واقعی برای بررسی رفتار و پاسخ غیرالاستیک نمونه‌ها می‌شد. در این تحقیقات مشخص شد اتصال مستقیم تیر به بدنه ستون باعث ایجاد اعوجاج شدید در دیواره ستون می‌شود. دیافراگم خارجی و عبور جان تیر از ستون، رفتار غیرالاستیک بهتری نشان می‌دهند، اما در مراحل اولیه تاریخچه تغییرشکل، مقاومت آن‌ها دچار افت می‌شود.

نوع دیگری از اتصال که به جای دیافراگم پیشنهاد شده است اتصال تیر با بولت‌های عبوری از ستون است. استفاده از قطعات اتصال T شکل به همراه بولت‌های میان‌گذر به‌جای

استفاده از ورق پیوستگی، به علت سادگی اجرایی و عدم مزاحمت برای بتن‌ریزی درون ستون‌های مرکب پر شده با بتن موردتوجه می‌باشد. همچنین تحقیقات در مورد این اتصال خصوصاً با استفاده از ستون‌های مرکب پر شده با بتن ساخته شده از مقاطع فولادی نورد سرد تک درز^۱ محدود بوده و نیاز به تحقیقات بیشتر در این زمینه احساس می‌شود. Sheet و همکارانش در طی تحقیقاتی رفتار اتصال با بولت عبوری از ستون و همچنین ترکیب بولت و مقطع تیر عبوری از ستون را بررسی کردند [۷]. در تحقیقات Sheet و همکاران، در اتصال با ورق انتهایی و بولت‌های عبوری از درون ستون فولادی پر شده با بتن، به علت تشکیل مفصل پلاستیک دور از بر ستون می‌توان به جابجایی نسبی بیش از ۵٪ تحت بار زلزله دست یافت. میله‌های فولادی با ایجاد یک مسیر مستقیم انتقال بار باعث ایجاد فشار روی وجه خارجی ستون شدند؛ این امر باعث ایجاد یک مسیر انتقال نیروی صلب و در نتیجه جلوگیری از آسیب به جداره ستون می‌شود. Kanatani و همکارانش در سال ۱۹۸۷ بولت‌های عبوری اتصال خمشی را به‌عنوان جایگزینی برای دیافراگم به کار بردند که هدف آن ارزیابی تغییر شکل‌های خارج از صفحه اتصالات و از بین بردن مشکلات در زمینه جوشکاری بود [۸]. آزمایشات بارگذاری یکنواخت نشان داد که اتصال با سپری نسبت به اتصال دیافراگم مقاومت بهتری دارند. تحقیقات در مورد اتصال ستون فولادی پر شده با بتن در فاز سوم در سال ۲۰۰۰ افزایش یافت، وقتی که محققان بر توسعه اتصالات مختلف متمرکز شدند. بعد از آن تحقیقات جامع بر روی رفتار و عملکرد انواع جدید اتصالات ستون‌های فولادی پر شده با بتن تحت بارگذاری ثابت و چرخه‌ای توسط محققان زیادی انجام شد [۹].

Hu و همکارانش در سال ۲۰۱۱ کاربرد روش هوش مصنوعی را در اتصالات ستون‌های فولادی پر شده با بتن در قاب‌های خمشی مرکب مطالعه نمودند. این اتصالات ابداعی با استفاده از میلگردهای کششی با خصوصیات الاستیک و ظرفیت استهلاک انرژی بالا کاربرد دارد. مدل‌سازی ساده مطابق با شکل واقعی اتصال برای رسیدن به فرمول استفاده شد. عملکرد مدل پیشنهادی با مدل‌های جوش‌شده معمولی در پارامترهای تحلیل تاریخیچه زمانی برای بررسی تغییرشکل طبقات و بام مقایسه گردید و مشاهده شد که قاب‌ها با اتصالات مرکب عملکرد بسیار خوبی دارند [۱۰].

با توجه به اینکه یکی از اهداف این مطالعه دستیابی به یک اتصال اقتصادی و مقاوم و تسهیل اجرا می‌باشد، به بررسی

شده است. واحد طول و جابجایی بر حسب متر، واحد نیرو بر حسب نیوتن، واحد تنش بر حسب نیوتن بر مترمربع (پاسکال) در نظر گرفته شد. نمونه شامل اتصال تیر I شکل به ستون قوطی پر شده از بتن با استفاده از سپری می‌باشد. اتصال تیر به سپری از نوع پیچی بوده و اتصال سپری به ستون با استفاده از پیچ‌های عبوری فراهم شده است. ستون با سطح مقطع $200 \times 200 \times 6$ و به طول 3400 میلی‌متر، تیر با سطح مقطع $203 \times 133 \times 6 \times 8$ و به طول 2520 میلی‌متر است. سپری با جان و بال به ضخامت 15 میلی‌متر، طول جان و بال به ترتیب 220 و 120 با عرض 133 میلی‌متر می‌باشد. پیچ‌های عبوری و پیچ‌های اتصال بال تیر به قطر 16 و ورق برشی اتصال جان تیر به ضخامت 10 هستند.

مطابق شکل (۱) تمامی اجزای تشکیل دهنده اتصال به علاوه تیرها و ستون و همچنین بتن داخل ستون مطابق نمونه آزمایش شده مدل سازی شدند و سپس تک تک اجزا در جای مناسب خود قرار گرفتند.

برای تعریف شرایط مرزی، در مرکز سطوح دو انتهای ستون و دو انتهای آزاد تیرها، نقطه‌ای به‌عنوان نقطه مرجع ایجاد و هر سطح به طور جداگانه به یک نقطه مرجع مقید شد و شرایط مرزی متناسب با هر سطح مقطع به نقطه مرجع نظیر همان مقطع اعمال گردید. مطابق با بارگذاری چرخه‌ای انجام شده در تست آزمایشگاهی، دامنه^۱ مناسب در نرم افزار تعریف شده و به بالای ستون اعمال شد. با توجه به اینکه پایین ستون مفصلی بوده لذا تمام درجات آزادی به جز درجه آزادی چرخشی حول محور عمود بر اتصال مقید شده است. درجه آزادی بالای ستون شامل چرخش حول محور عمود بر اتصال، حرکت انتقالی افقی و عمودی را آزاد گذاشته و سایر مقید شده است. درجه آزادی دو انتهای آزاد تیرها برای چرخش حول محور عمود بر اتصال و حرکت انتقالی افقی، آزاد و برای سایر درجات آزادی مقید شد.

نیروی پیش تنیدگی موجود در پیچ‌ها با استفاده از تغییر دما و انقباض پیچ‌ها ایجاد شده است. ضریب انبساط گرمایی برابر با $0/000027$ بر درجه سانتی‌گراد برای مصالح پیچ‌ها در نظر گرفته شد. با استفاد از رابطه $\sigma = E\alpha\Delta\theta$ و مشخص بودن تنش پیش‌تنیدگی مورد نیاز σ ، مشخصه مدول الاستیسیته E و ضریب انبساط حرارتی α می‌توان اختلاف دمای مناسبی را به دست آورد و تنش پیش‌تنیدگی لازم را در مدل عددی وارد کرد. برای اینکار ابتدا دمای 55 درجه برای حالت اولیه تعریف و سپس به صفر درجه رسانده شد.

استفاده از بولت‌های میان‌گذر بر مقاومت به همراه دیافراگم خارجی و نحوه توزیع تنش در بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی پرداخته شده است. بولت‌های میان‌گذر علاوه بر برقراری اتصال میان بال سپری و بال ستون موجب انتقال نیروها و صلبیت چشمه اتصال شده و به‌نوعی نقش ورق‌های پیوستگی داخل ستون قوطی شکل را بازی کرده و نیاز به تعبیه آن را مرتفع می‌نمایند. این موضوع به‌ویژه در ستون‌های فولادی پر شده با بتن که موضوع عبور بتن از ناحیه چشمه اتصال مطرح است بسیار حائز اهمیت می‌باشد. همچنین استفاده از بولت‌های میان‌گذر موجب حذف عملیات برشکاری ستون به‌منظور تعبیه و جوشکاری ورق‌های پیوستگی می‌گردد که این موضوع در فرآیند استفاده از مقاطع فولادی نورد سرد تک درز به‌عنوان جداره ستون بسیار مطلوب می‌باشد. از سوی دیگر تغییر طول نسبی بولت‌های میان‌گذر تحت بارهای چرخه‌ای که موجب کاهش سطح عملکرد آن‌ها می‌شود و همچنین تراکم بالای محصول قطر بالا و چهار طرفه بودن اتصال به‌ویژه در دهانه‌های بلند که موجب اختلال در عبور بتن از ناحیه چشمه اتصال می‌شود به‌عنوان موضوعات بحث‌برانگیز مطرح می‌باشد. به‌منظور ارائه راهکار مناسب در اقدامی نوآورانه در این پژوهش، از دیافراگم خارجی در کنار بولت‌های میان‌گذر استفاده گردید و عملکرد مشترک و توأمان آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت.

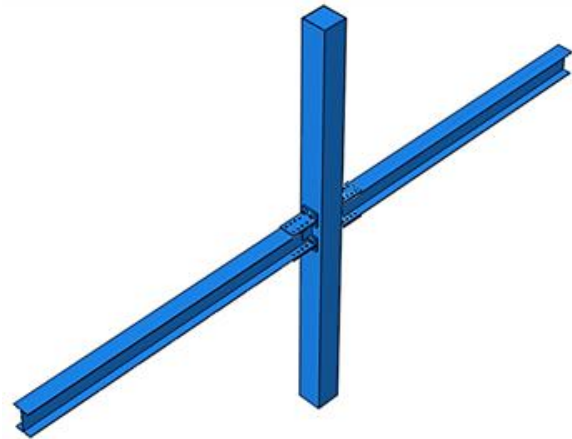
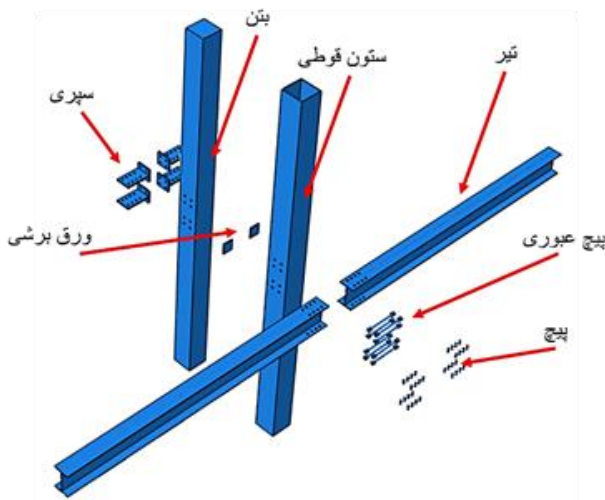
این پژوهش بر مبنای مشخصات و جزئیات تیر و ستون اقتباس شده از یک سازه طرح‌شده انجام پذیرفته است. در این پژوهش با توجه به نتایج آزمایشگاهی مقاله Sheet و همکارانش [۷]، فرآیند مدل‌سازی اجزای محدود یک نمونه اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن که بیشترین شباهت را با طرح پیشنهادی دارد در نرم‌افزار ABAQUS مورد صحت‌سنجی قرار گرفت و هر دو نمونه بر پایه مدل صحت‌سنجی شده مورد ارزیابی قرار گرفتند. ارزیابی صورت پذیرفته شامل بررسی منحنی هیستریزیس و دیاگرام توزیع تنش است. در بخش دوم به توصیف مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS پرداخته می‌شود. سپس نتایج تحلیل و تفسیر نمونه‌ها در بخش سوم ارائه می‌شود و بخش چهارم به صحت‌سنجی نتایج می‌پردازد.

۲- مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS

۲-۱- مدل‌سازی عددی نمونه بدون دیافراگم خارجی

برای مدل‌سازی و تحلیل عددی از نرم‌افزار ABAQUS استفاده





شکل ۱- مدل‌سازی و مونتاژ قطعات برای تشکیل هندسه کلی اتصال

شده است. به‌عنوان نمونه برای ورق جان تیر، مقادیر MPa ۳۲۸ و کرنش پلاستیک صفر و همچنین تنش نهایی MPa ۴۱۴ و کرنش نهایی پلاستیک ۰/۰۰۷۱ تعریف شده است. کرنش نهایی پلاستیک از رابطه (۱) قابل محاسبه خواهد بود.

$$\frac{\sigma_u - \sigma_y}{\epsilon_u - 0} = 0.06 \times E \quad (1)$$

که در آن σ_u تنش نهایی، σ_y تنش تسلیم و E مدول الاستیسیته است. برای معرفی مصالح بتن با توجه به ترک‌خوردگی‌ها و تفاوت رفتارکشی و فشاری، از مدل بتن آسیب‌دیده^۲ نرم افزار استفاده شد. برای تعریف این مدل به مشخصاتی از جمله زاویه اتساع^۳، خروج از مرکزیت^۴، نسبت تنش اولیه فشاری دومحوره به تک محوره^۵، نسبت اینورینت دوم تنش و پارامتر ویسکوزیتی^۶ و همچنین مقادیر تنش و کرنش در دو حالت فشاری و کششی و مقادیر پارامترهای خرابی بتن نیاز است. از آنجایی که در تست آزمایشگاهی فقط مقاومت فشاری بتن و برابر با ۴۷ مگاپاسکال اندازه‌گیری شده و نمودار تنش-کرنش بتن موجود نمی‌باشد لذا می‌بایست از مرجع معتبر کمک گرفت.

بدین منظور مشخصات بتن به شکل زیر در نظر گرفته شده است.

نمودار تنش-کرنش فشاری و کششی بتن در شکل (۲) ارایه گردیده است. مقادیر خمیری بتن در جدول (۱) ارایه شده است. در این تحقیق با توجه به تأثیر نداشتن مقادیر خرابی بتن در نتایج و جلوگیری از ازدیاد زمان تحلیل، مقادیر خرابی بتن در حالت کششی و فشاری وارد نشد.

با توجه به اینکه مهره و پیچ نسبت به هم گیرداری کامل دارند و رفتار جوش‌ها نیز کاملاً صلب است، لذا نوع تماس بین این دو از نوع Tie تعریف شد. این نوع تماس درجه آزادی چرخشی و انتقالی تمامی گره‌ها را نسبت به هم مقید می‌کند. سطوح در تماس بتن و فولاد از نوع اصطکاکی با ضریب اصطکاک ۰/۳ و سطوح در تماس فولادی با ضریب اصطکاک ۰/۲ تعریف شد.

در این مدل‌سازی عددی، مشخصات مکانیکی برای ورق بال تیر، جان تیر، ورق ستون، بتن، پیچ عبوری، پیچ اتصال تیر و سپری بصورت مصالح همگن تعریف شده است. برای مصالح فولادی از مدل دو خطی استفاده شد. بدین‌صورت که برای ناحیه الاستیک مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون تعریف شده و برای ناحیه پلاستیک، خطی با شیب ۶ درصد مدول الاستیسیته از تنش تسلیم تا تنش نهایی در نظر گرفته شد. شیب خط در ناحیه پلاستیک اصطلاحاً مدول پلاستیسیتیه نامیده می‌شود و برای مدل کردن کرنش سخت‌شوندگی تعریف می‌شود. مدول پلاستیسیتیه بین ۱ تا ۱۰ درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق ۶ درصد در نظر گرفته شده است.

مدول الاستیسیته برای فولاد ساختمانی برابر با ۱۸۰ گیگاپاسکال و برای پیچ‌ها ۲۰۰ گیگاپاسکال و همچنین نسبت پواسون برابر ۰/۳ است.

برای تعریف رفتار پلاستیک، برای نقطه اول تنش تسلیم و کرنش پلاستیک متناظر با تنش تسلیم (برابر صفر) و برای نقطه دوم تنش نهایی و کرنش پلاستیک متناظر با تنش نهایی تعریف

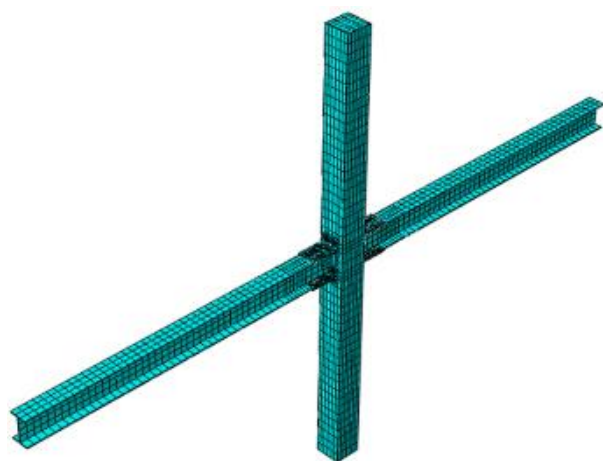
هیچ اثری ندارد، لذا مسئله استاتیکی می‌باشد.

تحلیل اول برای اعمال تغییر دما در پیچ‌ها و ایجاد پیش‌تندی می‌باشد. تحلیل دوم برای اعمال بارگذاری چرخه‌ای بوده و با توجه به اینکه دامنه تعریف‌شده برای بارگذاری چرخه‌ای در مدت زمان ۰/۹ می‌باشد لذا زمان این تحلیل برابر با این مقدار تعریف شد.

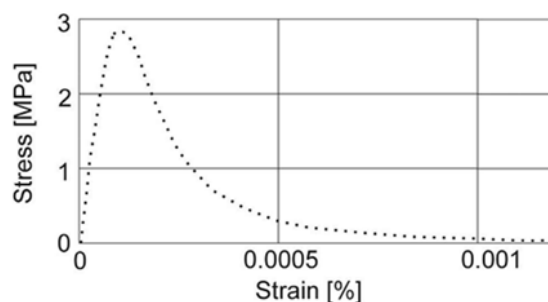
در این مرحله با تعریف محل اعمال بار چرخه‌ای (بالای ستون) به عنوان محل برداشت خروجی و تعریف مقادیر جابجایی در راستای افقی و نیروی عکس‌العمل در راستای افقی، مقادیر خروجی موردنیاز برای ترسیم نمودار بار-جابجایی تعریف شد.

نوع و اندازه مش برای قسمت‌های مختلف و بعد از آزمون همگرایی مش، در ادامه ارائه شده است. برای مش‌بندی مدل، به‌طور کلی برای تمامی قطعات از مش نوع پیوسته استفاده شد. برای قسمتی از تیر که در معرض کرنش پلاستیک بوده و در واقع مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود از نوع مش درجه ۲ استفاده شده که اختصاراً بصورت C3D20R نشان داده می‌شود (یک المان سه بعدی، پیوسته و ۲۰ گره‌ای) و برای سایر اجزا از نوع درجه ۶ که اختصاراً به صورت C3D8R نشان داده می‌شود (یک المان سه بعدی، پیوسته و ۸ گره‌ای) بهره گرفته شد.

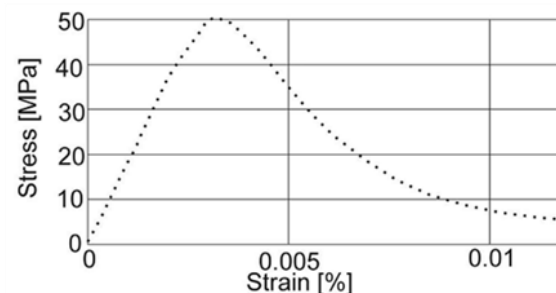
اندازه مش برای قسمت مفصل پلاستیک تیر برابر با ۰/۰۳ و برای سایر آن ۰/۰۵ در نظر گرفته شد. برای ستون فولادی و قسمت بتنی ۰/۰۷، برای سپری ۰/۰۲، برای پیچ‌ها برابر ۰/۰۱ و برای مهره‌ها اندازه ۰/۰۰۵ در نظر گرفته شد. شکل (۳) نمای کلی مدل بعد از مش‌بندی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مش‌بندی کلی مدل



الف) کششی



ب) فشاری

شکل ۲- نمودار تنش-کرنش بتن

جدول ۱- مقادیر خمیری بتن در مدل بتن آسیب‌دیده

ψ	۳۸ درجه	زاویه اتساع
ϵ	۰/۱	خروج از مرکزیت
f_{b0}/f_{c0}	۱/۱۲	نسبت تنش تسلیم فشاری دو محوره به تنش تسلیم فشاری تک‌محوره اولیه
k	۰/۶۶	نسبت نامتغیر دوم تنش در نصف‌النهار کششی
μ	۰/۰۰۱	پارامتر ویسکوزیته

نظر به آنچه بیان گردید، تمامی مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی تعریف شدند و برای هر یک، مقطع^۷ متناظر آن به صورت همگن تعریف شد.

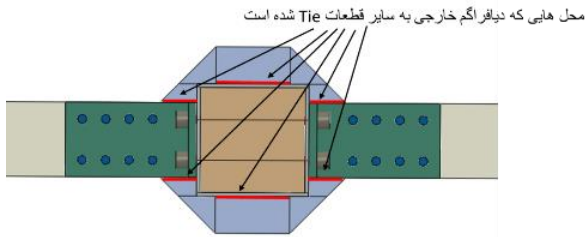
پس از تعریف مصالح و مقاطع متناظر، می‌بایست هر مقطع را به بخش موردنظر اختصاص داد.

در این مدل‌سازی از دو مرحله تحلیل عددی بهره برده شد. در ابتدا برای پیش‌تندی کردن پیچ‌ها و همچنین برای تحلیل بارگذاری چرخه‌ای مدل از حلگر استاتیکی، عمومی^۸ استفاده شد. این حلگر مناسب برای تحلیل مسائل استاتیکی و با تغییرشکل پلاستیک می‌باشد. در مسئله موردنظر ما هم با توجه به اینکه سرعت اعمال بارگذاری بار چرخه‌ای به نحوی است که اینرسی

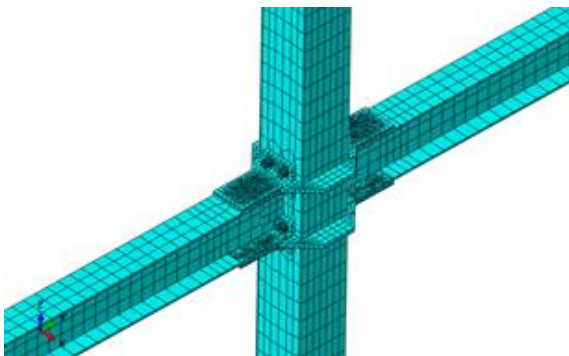
۲-۲ مدل‌سازی مدل دارای دیافراگم خارجی

برای مدل‌سازی نمونه با دیافراگم خارجی، تمام روند مطابق مدل قبل می‌باشد. مصالح دیافراگم خارجی همانند مصالح بکاررفته در سپری دارای مدول الاستیسیته ۱۸۰ گیگاپاسکال، نسبت پواسون ۰/۳، تنش تسلیم ۳۱۲ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۰۷ مگاپاسکال می‌باشد که همانند روش توضیح داده شده در مدل قبل، در نرم افزار تعریف شد. شکل (۴) دیافراگم خارجی را نشان می‌دهد.

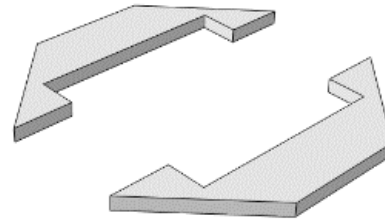
می‌باشد. شکل (۷) مش‌بندی مدل با دیافراگم خارجی را نشان می‌دهد.



شکل ۶- محل‌هایی که دیافراگم خارجی به سطوح دیگر مقید (جوش) شده است.

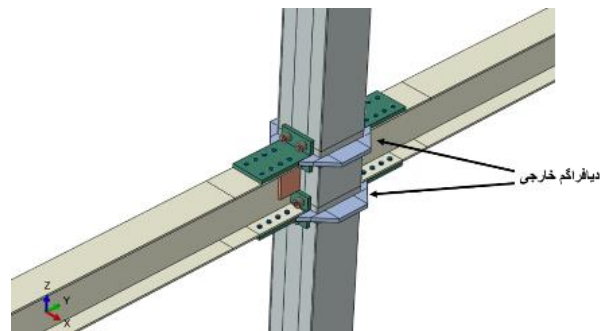


شکل ۷- مش بندی مدل با دیافراگم خارجی



شکل ۴- مدل دیافراگم خارجی

در محیط مونتاز دیافراگم خارجی در محل مناسب قرار گرفت (شکل (۵)).



شکل ۵- مدل دیافراگم خارجی

۳- بررسی تحلیل عددی

۳-۱- نتایج تحلیل عددی نمونه بدون دیافراگم خارجی

نتایج تحلیل عددی این مدل به صورت نمودار لنگر-دوران (هیستریزیس) در شکل (۸) نشان داده شده است. همچنین توزیع تنش و تغییرشکل‌ها در مدل پس از تحلیل در شکل (۹) نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود منحنی هیستریزیس دارای چرخه‌های پایدار بوده و مساحت آن، جذب و استهلاک انرژی مناسبی را نشان می‌دهد. همچنین توزیع تنش و مقادیر آن‌ها و تغییرشکل‌ها در مدل عددی مطلوب می‌باشد.

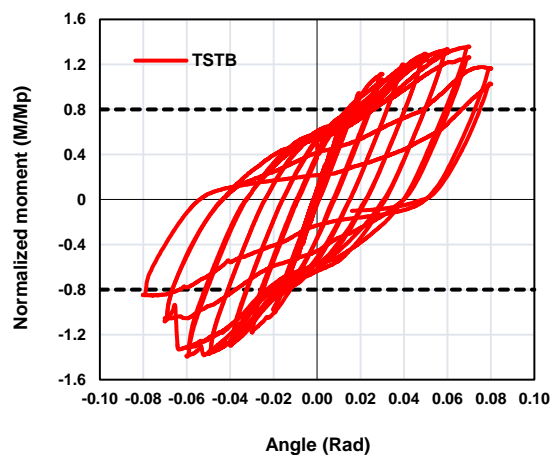
۳-۲- نتایج تحلیل عددی نمونه دارای دیافراگم خارجی

نتایج تحلیل عددی این مدل نیز به صورت نمودار هیستریزیس در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همچنین توزیع تنش و تغییرشکل‌ها در مدل پس از تحلیل در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود منحنی هیستریزیس دارای چرخه‌های پایدار بوده و مساحت آن، جذب و استهلاک انرژی

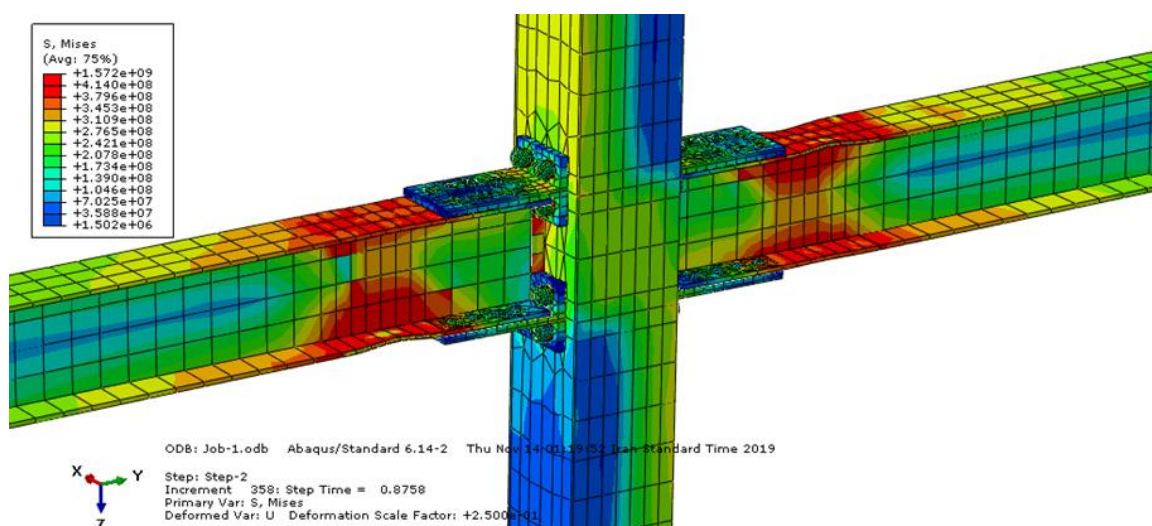
با هدف کارکرد مشترک مناسب میان پیچ‌های عبوری و دیافراگم خارجی و جلوگیری از ترکیب جوش و پیچ در راستای اعمال نیروی بال تیرها در اتصال، دیافراگم خارجی در محدوده گوشه ستون به آن جوش نشده است. محل‌های نشان داده شده با خط قرمز در شکل (۶)، محل‌هایی است که دیافراگم خارجی به سطوح در تماس با اینتراکشن Tie مقید (جوش) شده است. سایر سطوح دیافراگم خارجی با قید تماس اصطکاکی با سطوح دیگر در تماس است.

مش دیافراگم خارجی از نوع C3D8R و با اندازه ۰/۰۲

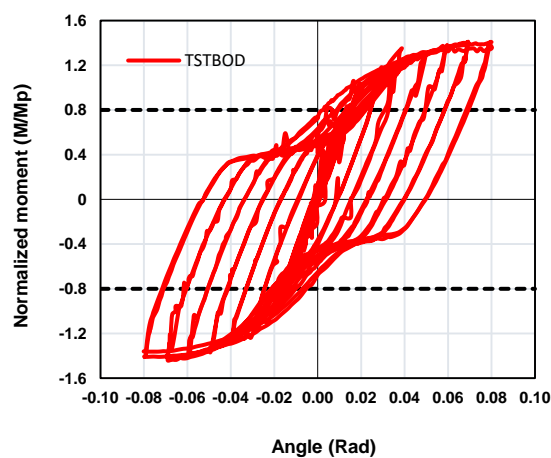
مناسبی را نشان می‌دهد. همچنین توزیع تنش و مقادیر آن‌ها و تغییر شکل‌ها در مدل عددی مطلوب می‌باشد.



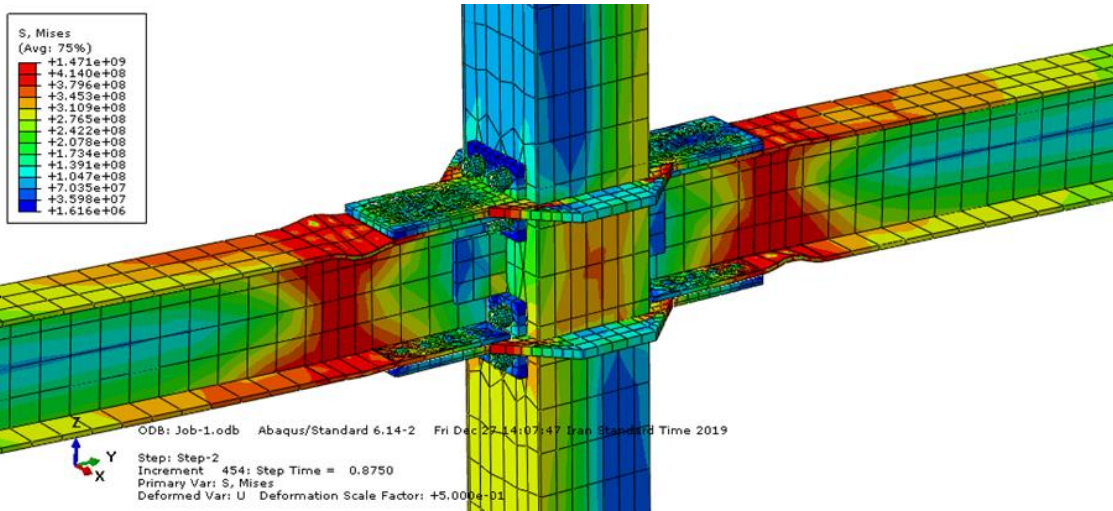
شکل ۸- نمودار لنگر-دوران (هیستریزیس) مدل اتصال بدون دیافراگم خارجی



شکل ۹- توزیع تنش و تغییر شکل‌ها در مدل بدون دیافراگم خارجی



شکل ۱۰- نمودار هیستریزیس مدل اتصال با دیافراگم خارجی

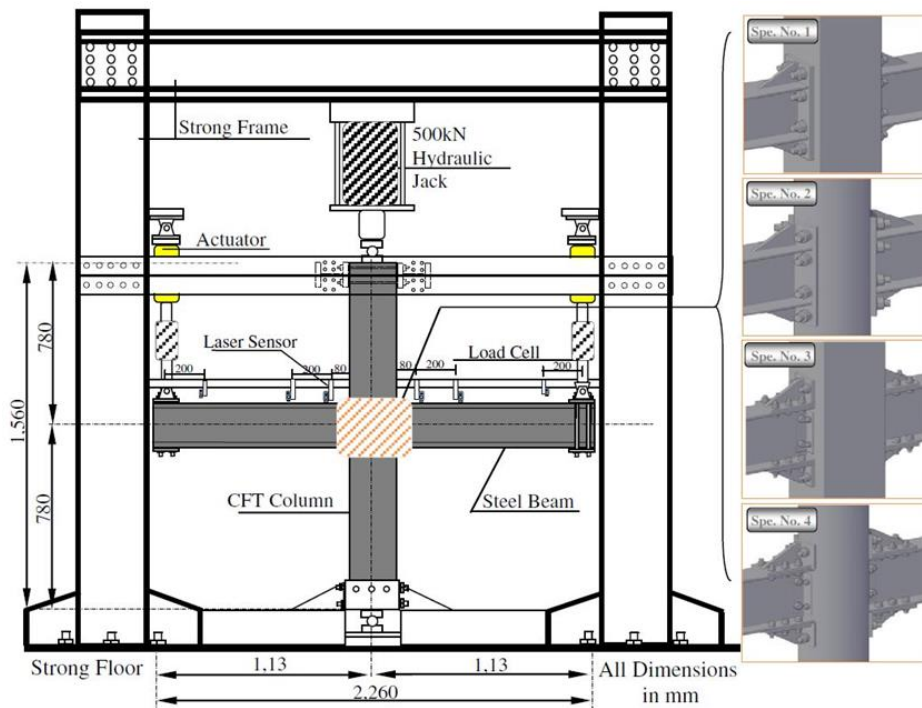


شکل ۱۱- توزیع تنش و تغییرشکل‌ها در مدل اتصال با دیافراگم خارجی

۴- صحت‌سنجی مدل

Sheet و همکارانش [۷] آزمایش شده است، صحت‌سنجی گردید. اتصال به صورت دوطرفه آزمایش شده و پیکربندی آزمایش در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

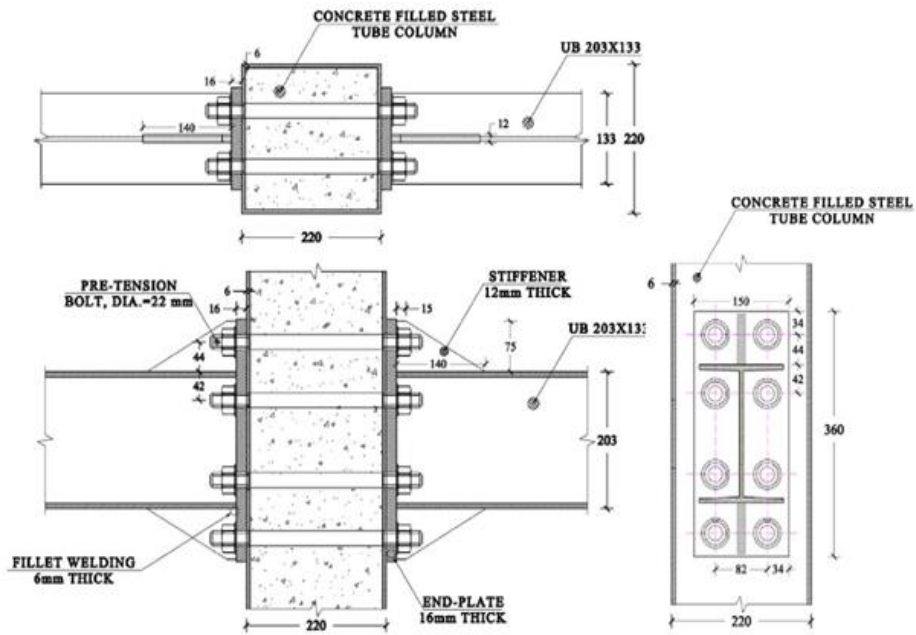
به منظور اطمینان از صحت نتایج تحلیل، مدل اجزاء محدود در این مطالعه با پاسخ چرخه‌ای اتصال نمونه شماره ۱ که توسط



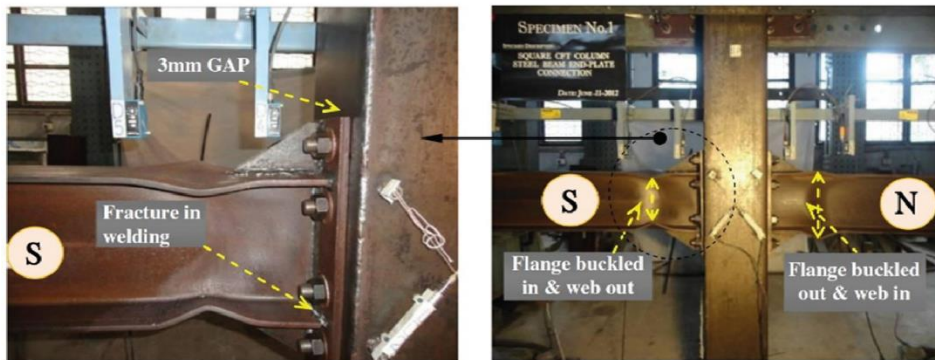
شکل ۱۲- پیکربندی و مشخصات آزمایش Sheet و همکارانش [۷]

آزمایشگاهی Sheet و همکارانش [۷] نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود مدل اجزاء محدود به خوبی رفتار اتصال آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

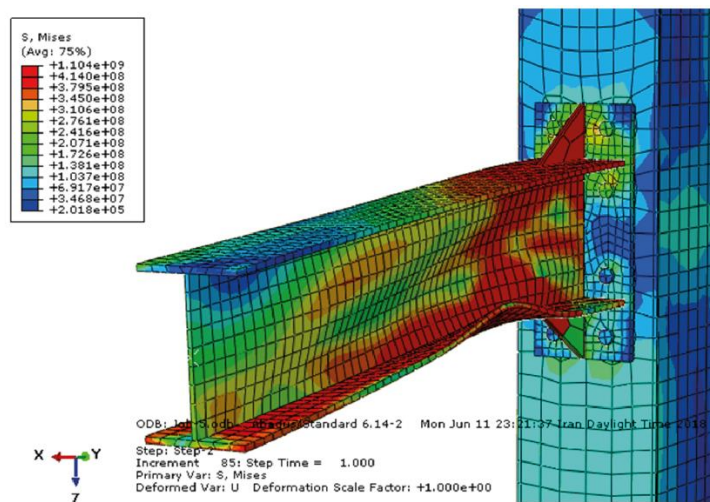
ستون در مطالعه Sheet و همکارانش [۷] به صورت مقطع HSS و پر شده با بتن می‌باشد. ابعاد تیر و ستون و همچنین وسائل اتصال در شکل (۱۳) مشخص شده است. در شکل (۱۴) تغییرشکل و تنش در نمونه تحلیلی و تغییرشکل نمونه



شکل ۱۳- مشخصات ابعادی تیر، ستون و وسائل اتصال آزمایش Sheet و همکارانش [V]



الف) نمونه آزمایشگاهی Spe. No. 1



ب) مدل اجزاء محدود

شکل ۱۴- مدل‌سازی جهت صحت‌سنجی [V]

۵- مطالعه پارامتریک

دو نمونه برای تشخیص و مجزا نمودن نتایج با نام‌های TSTB و TSTBOD مشخص شده‌اند، که اتصال نمونه TSTB سپری با بولت‌های میان‌گذر و نمونه TSTBOD همراه با دیافراگم خارجی متصل به سپری‌ها می‌باشد. مشخصات ابعادی و جزئیات اتصالات نمونه‌های TSTB و TSTBOD در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات ابعادی و جزئیات اتصالات نمونه‌های TSTB و TSTBOD

TSTBOD		
TSTBOD	TSTB	نمونه
۲۰۰×۲۰۰×۶	۲۰۰×۲۰۰×۶	مقطع ستون (میلی‌متر)
۳۴۰۰	۳۴۰۰	طول ستون (میلی‌متر)
۲۰۳×۱۳۳×۶×۸	۲۰۳×۱۳۳×۶×۸	مقطع تیر (میلی‌متر)
۲۵۲۰	۲۵۲۰	طول تیر (میلی‌متر)
۲۲۰×۱۲۰×۱۳۳	۲۲۰×۱۲۰×۱۳۳	طول جان و بال و عرض سپری (میلی‌متر)
۱۵	۱۵	ضخامت سپری (میلی‌متر)
۱۰	۱۰	ضخامت ورق اتصال جان (میلی‌متر)

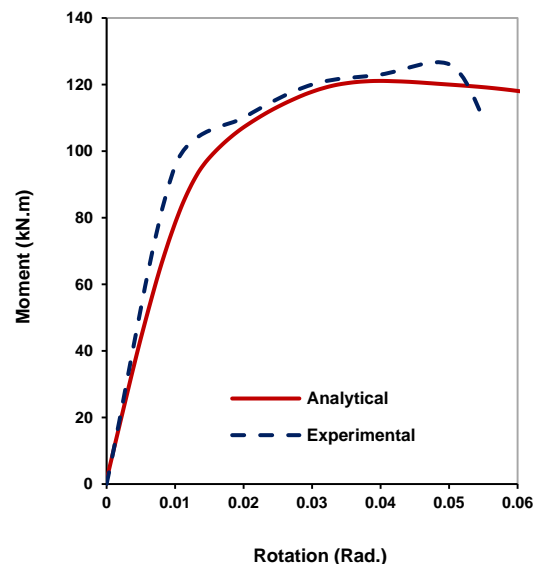
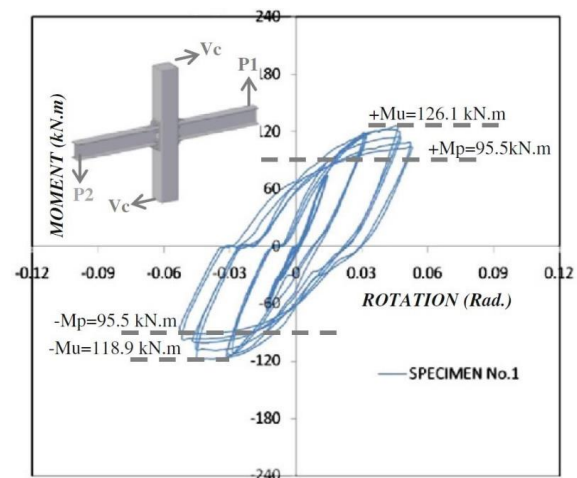
پس از کالیبره کردن مدل‌های تحلیلی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS، با هدف بررسی میزان بهینه‌بودن ادوات اتصال و تعیین سهم باربری و میزان تنش و کرنش هر یک از بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی در نمونه TSTBOD و ارائه روابط محاسباتی مطلوب جهت اتصال مذکور، مشخصات برخی پارامترها در نمونه‌های TSTB و TSTBOD به شرح جدول (۳) تغییر یافت و سپس نتایج مورد ارزیابی قرار گرفت.

۵-۱- نمونه TSTB

الف) در مدل تحلیلی نخست، قطر بولت‌های میان‌گذر مورد استفاده در اتصال از ۱۶ میلی‌متر به ۱۲ میلی‌متر کاهش یافت. شکل (۱۶) نمودار هیستریزس نمونه‌های TSTB با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۱۲ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود زوال مقاومت در نمونه با قطر بولت‌های ۱۲ میلی‌متر افزایش داشته و سختی و جذب انرژی در نمونه کاهش یافته است. ب) در مدل تحلیلی دوم، قطر بولت‌های میان‌گذر مورد استفاده در اتصال از ۱۶ میلی‌متر به

به دلیل وجود باریک‌شدگی^{۱۱} در نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی که در نتیجه پیچ و مهره‌ای بودن اتصالات بوجود می‌آید به منظور صحت سنجی از منحنی پوش محصول تحلیل اجزای محدود بهره گرفته شده است.

شکل (۱۵) مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی شیت و همکاران و منحنی پوش آن با منحنی پوش مدل اجزاء محدود این مطالعه را نشان می‌دهد. مشخصات مصالح اندازه‌گیری شده و گزارش شده توسط شیت و همکارانش برای صحت‌سنجی نمونه‌ها مورداستفاده قرار گرفت. همان‌گونه که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود تطابق خوبی بین نتایج نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی وجود دارد.



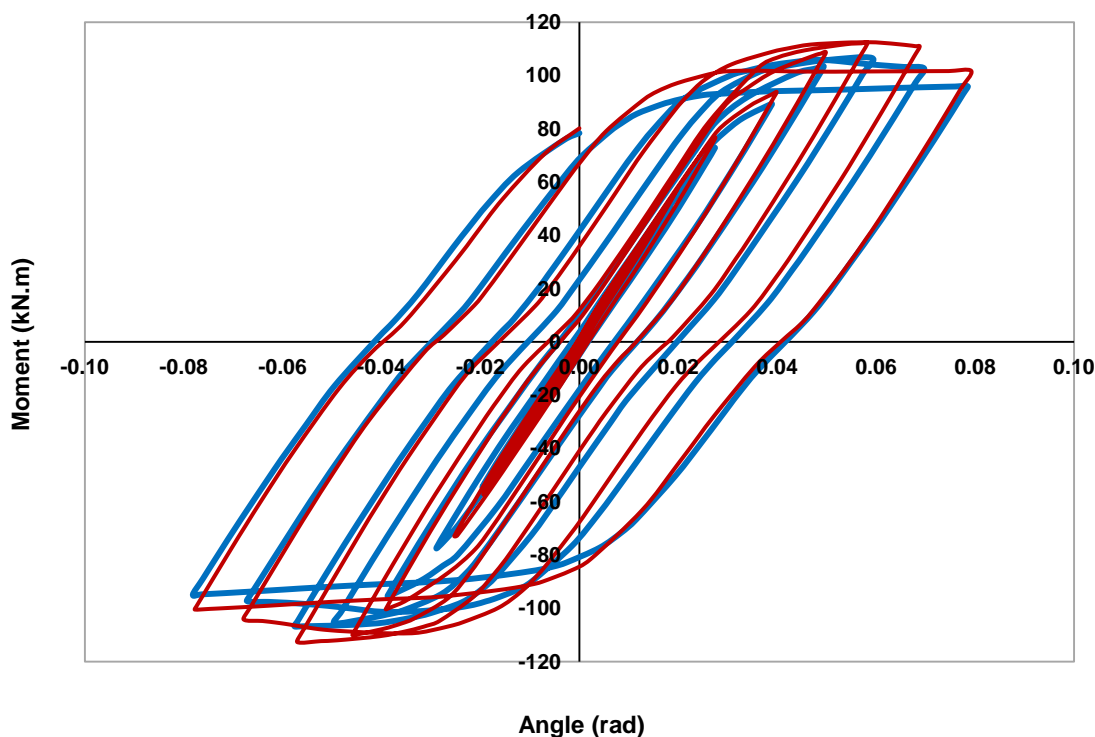
شکل ۵- بالا) منحنی هیستریزس آزمایشگاهی نمونه شماره ۱ مطالعه Sheet و همکارانش [۷]، پایین) مقایسه منحنی پوش هیستریزس آزمایشگاهی نمونه 1 Spe. No. [۷] و مدل تحلیلی اجزاء محدود

جدول ۳- تغییرات پارامتریک نمونه‌های TSTB و TSTBOD

نمونه	TSTBOD					TSTB	
	ه	د	ج	ب	الف	ب	الف
مدل تحلیلی ضخامت بولت میان‌گذر در مدل مبنا (میلی‌متر)	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶
ضخامت بولت میان‌گذر در نمونه تحلیلی پارامتریک (میلی‌متر)	۱۲	۱۶	۱۶	۲۰	۱۲	۲۰	۱۲
ضخامت دیافراگم خارجی در مدل مبنا (میلی‌متر)	۱۵	۱۵	۱۵	۱۵	۱۵	-	-
ضخامت دیافراگم خارجی در مدل تحلیلی پارامتریک (میلی‌متر)	۱۰	۲۰	۱۰	۱۵	۱۵	-	-

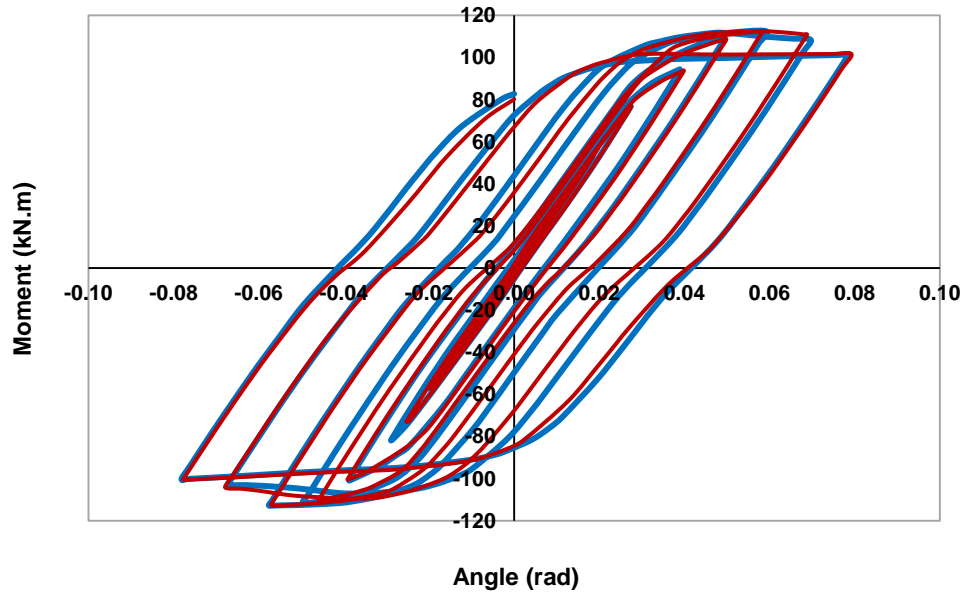
۲۰ میلی‌متر افزایش یافت. شکل (۱۷) نمودار هیستریزس نمونه‌های TSTB با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. بر اساس این شکل منحنی هیستریزس هر دو نمونه تقریباً منطبق بوده و زوال مقاومت در هر دو نمونه تقریباً یکسان است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت قطر ۱۶ میلی‌متر محاسبه شده برای بولت‌های میان‌گذر مناسب و بهینه می‌باشد.

شکل (۱۸) تنش موجود در بولت‌های میان‌گذر را برای قطرهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر نشان می‌دهد. همانگونه که ملاحظه می‌شود بولت‌های میان‌گذر با قطر ۱۲ میلی‌متر در دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان دچار تسلیم‌شدگی شده‌اند. بولت‌های میان‌گذر با قطر ۱۶ میلی‌متر در دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان تنش‌هایی کمتر از تنش تسلیم را تجربه کرده‌اند و بولت‌های با قطر ۲۰ میلی‌متر به میزان قابل‌توجهی کمتر از ظرفیت خود متحمل تنش شده‌اند. لذا می‌توان نتیجه گرفت روابط محاسباتی در نظر گرفته شده جهت طراحی بولت‌های میان‌گذر بهینه و مناسب می‌باشد.



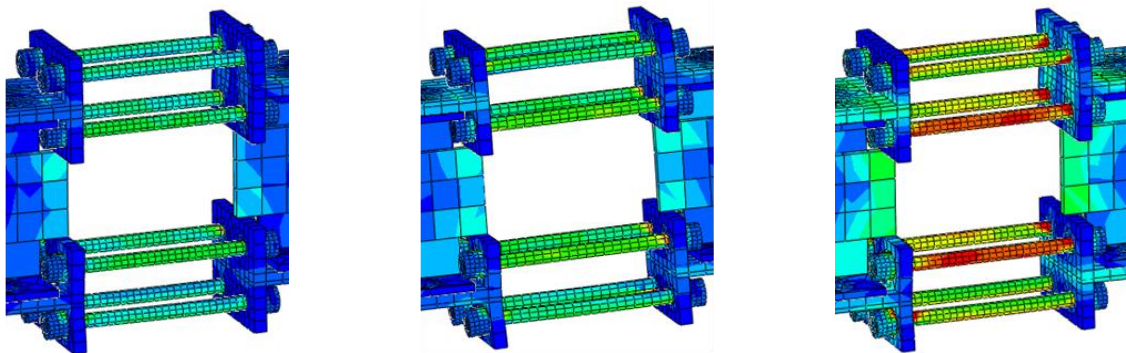
قطر بولت های میان گذر ۱۶ میلی متر (خط قرمز) / قطر بولت میان گذر ۱۲ میلی متر (خط آبی)

شکل ۱۶- نمودار هیستریزس نمونه‌های TSTB با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۱۲ میلی‌متر



— قطر بولت های میان گذر ۱۶ میلی متر — قطر بولت های میان گذر ۲۰ میلی متر

شکل ۱۷- نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTB با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر



(ج) قطر بولت ۲۰ میلی‌متر

(ب) قطر بولت ۱۶ میلی‌متر

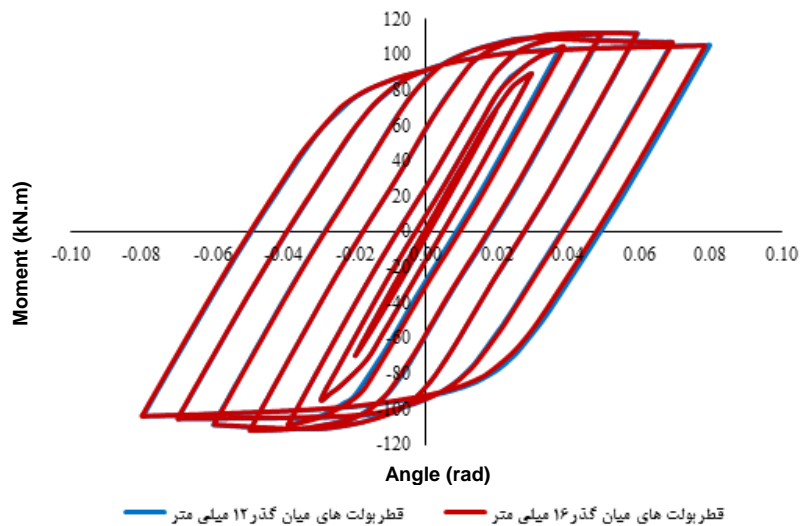
(الف) قطر بولت ۱۲ میلی‌متر

شکل ۱۸- تنش موجود در بولت‌های میان‌گذر

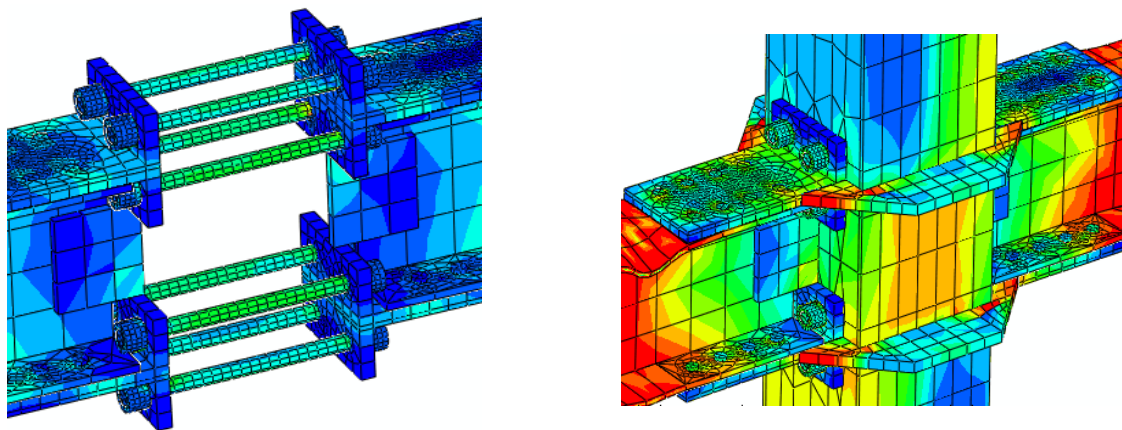
شکل (۲۰) تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر را برای این نمونه نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد دیافراگم خارجی کاملاً در تحمل تنش‌های وارده سهیم بوده و بولت‌های میان‌گذر نیز با حدود ۷۰ درصد از ظرفیت خود در تحمل بارهای وارده سهیم هستند. بنابراین با توجه به عملکرد مشترک بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی می‌توان نتیجه گرفت با افزودن دیافراگم خارجی به اتصال، می‌توان قطر بولت‌های میان‌گذر را بدون داشتن هیچگونه زوال مقاومتی در اتصال کاهش داد.

۲-۵- نمونه TSTBOD

در مدل تحلیلی نخست در این دسته، قطر بولت‌های میان‌گذر مورد استفاده در اتصال از ۱۶ میلی‌متر به ۱۲ میلی‌متر کاهش یافت. شکل (۱۹) نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۱۲ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود زوال مقاومت در هر دو نمونه یکسان بوده و دو منحنی کاملاً بر یکدیگر منطبق می‌باشند. لذا در صورت اضافه کردن دیافراگم خارجی به نمونه علیرغم کاهش قطر بولت‌های میان‌گذر کاهش مقاومتی در نمونه مشاهده نمی‌شود.



شکل ۱۹- نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۱۲ میلی‌متر



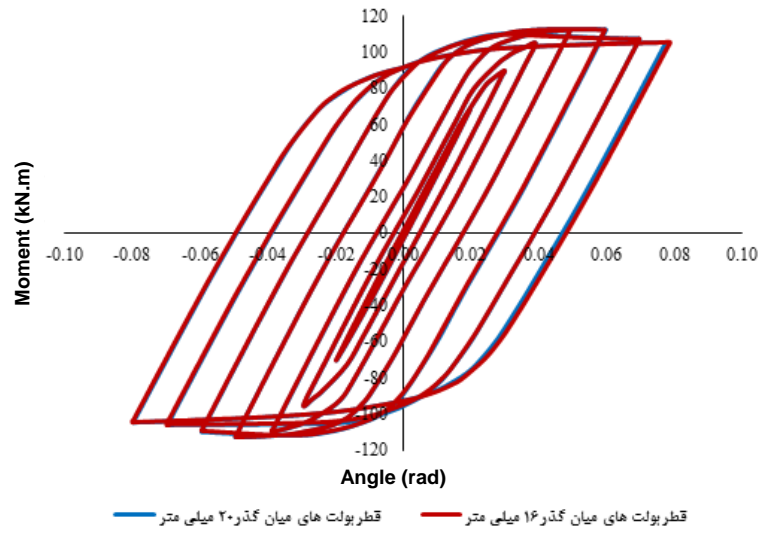
شکل ۲۰- تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر در نمونه TSTBOD با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۲ میلی‌متر

تحمل بارهای وارده سهم هستند. لذا با افزایش قطر بولت‌های میان‌گذر در این اتصال، افزایشی در سهم باربری آن‌ها و یا کاهش قابل توجهی در سهم باربری دیافراگم‌های خارجی مشاهده نگردید.

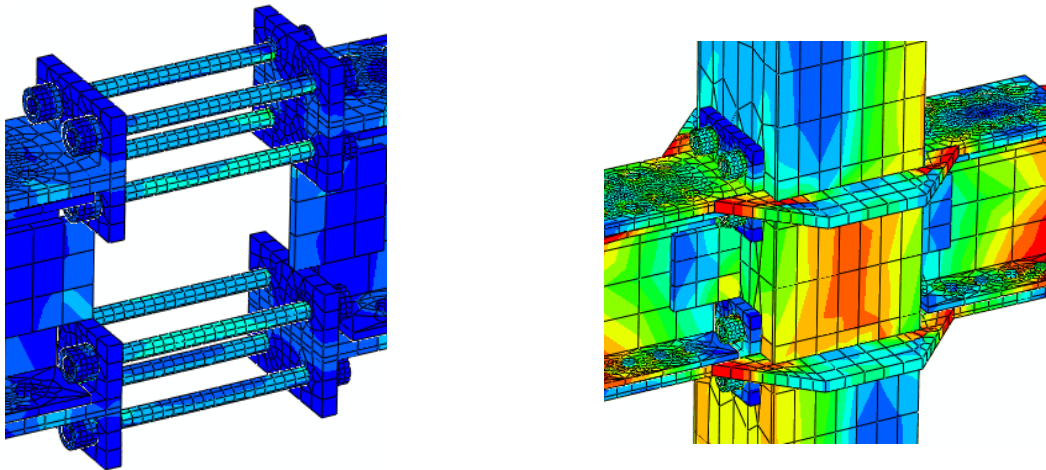
ج) در مدل تحلیلی سوم در این دسته، ضخامت دیافراگم خارجی مورد استفاده در اتصال از ۱۵ میلی‌متر به ۱۰ میلی‌متر کاهش یافت. شکل (۲۳) نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۵ و ۱۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود زوال مقاومت در هر دو نمونه یکسان بوده و دو منحنی تقریباً بر یکدیگر منطبق می‌باشند. لذا در صورت کاهش ضخامت دیافراگم خارجی با وجود بولت‌های میان‌گذر کاهش مقاومتی در نمونه مشاهده نمی‌شود.

ب) در مدل تحلیلی دوم در این دسته، قطر بولت‌های میان‌گذر مورد استفاده در اتصال از ۱۶ میلی‌متر به ۲۰ میلی‌متر افزایش یافت. شکل (۲۱) نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBO با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۲۱) مشاهده می‌شود زوال مقاومت در هر دو نمونه یکسان بوده و دو منحنی کاملاً بر یکدیگر منطبق می‌باشند. لذا در این نمونه با افزایش قطر بولت‌های میان‌گذر تأثیر افزایشی در مقاومت نمونه مشاهده نمی‌شود.

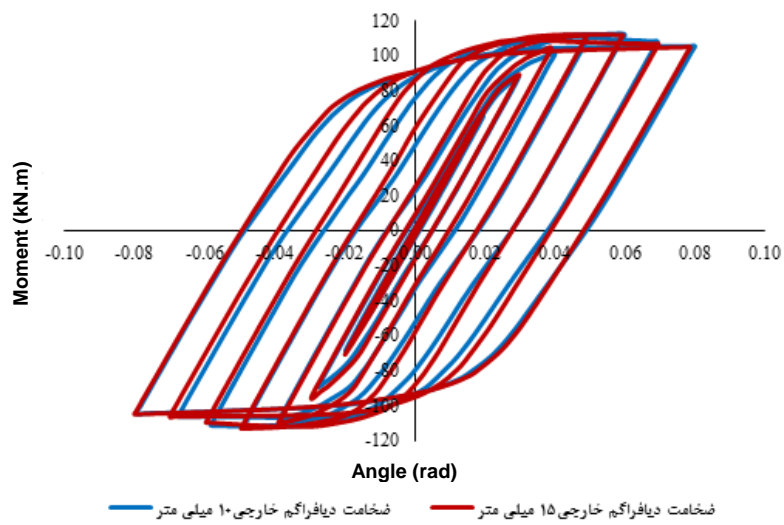
شکل (۲۲) تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر را برای این نمونه نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد دیافراگم‌های خارجی در این نمونه نیز در تحمل تنش‌های وارده سهم بوده و بولت‌های میان‌گذر با قطر ۲۰ میلی‌متر نیز با حدود یک سوم از ظرفیت مقاومتی خود در



شکل ۲۱- نمودار هیستریزس نمونه‌های TSTBOD با قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر

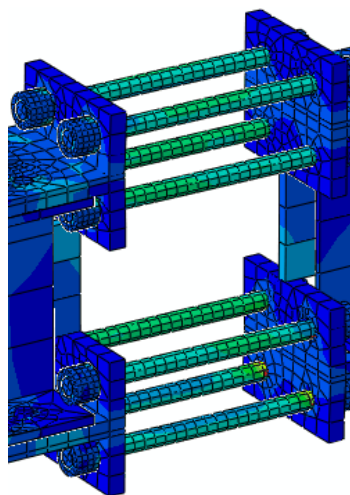


شکل ۲۲- تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر نمونه TSTBOD با قطر بولت‌های میان‌گذر ۲۰ میلی‌متر

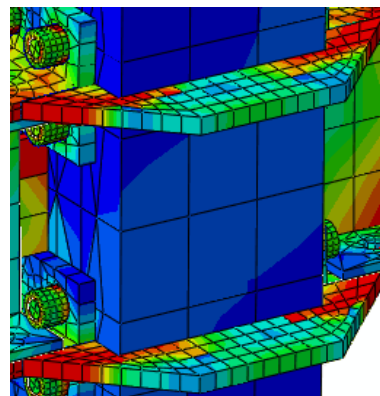


شکل ۲۳- نمودار هیستریزس نمونه‌های TSTBOD با ضخامت دیافراگم‌های خارجی ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر

درصد از ظرفیت خود در تحمل بارهای وارده سهمیم هستند. لذا وجود بولت‌های میان‌گذر، کاهش ضخامت دیافراگم خارجی را جبران نموده و زوال مقاومتی در نمونه مشاهده نمی‌شود.



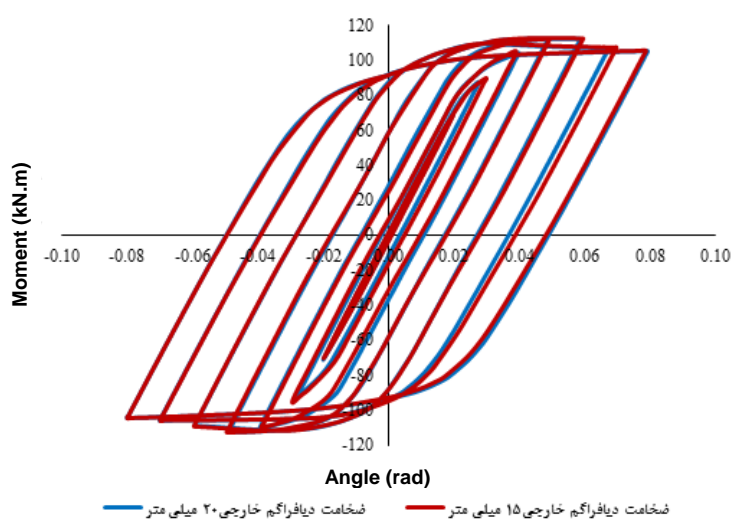
شکل (۲۴) تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر را برای این نمونه نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد دیافراگم‌های خارجی تنش‌هایی کمتر از تنش تسلیم را تجربه می‌کنند و بولت‌های میان‌گذر نیز با بیش از ۷۰



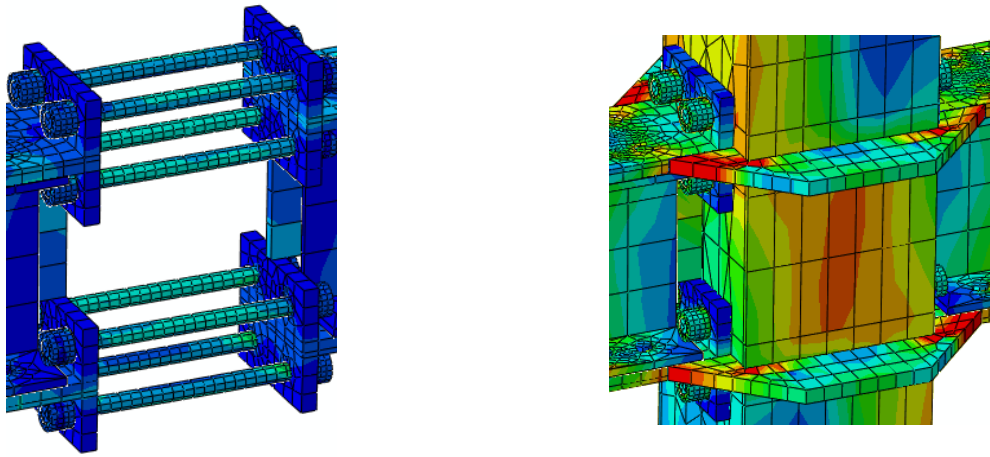
شکل ۲۴- تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر نمونه TSTBOD با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۰ میلی‌متر

شکل (۲۶) تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر را برای این نمونه نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد دیافراگم‌های خارجی تنش‌هایی کمتر از تنش تسلیم را تجربه می‌کنند و بولت‌های میان‌گذر نیز با حدود ۵۰ درصد از ظرفیت خود در تحمل بارهای وارده سهمیم هستند. لذا با افزایش ضخامت دیافراگم خارجی در این اتصال، افزایشی در سهم باربری آنها و یا کاهش قابل توجهی در سهم باربری بولت‌های میان‌گذر مشاهده نمی‌گردد.

(د) در مدل تحلیلی چهارم در این دسته، ضخامت دیافراگم خارجی مورد استفاده در اتصال از ۱۵ میلی‌متر به ۲۰ میلی‌متر افزایش یافت. شکل (۲۵) نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۲۵) مشاهده می‌شود زوال مقاومت در هر دو نمونه یکسان بوده و دو منحنی تقریباً بر یکدیگر منطبق می‌باشند. لذا افزایش ضخامت دیافراگم خارجی اثر افزایشی در مقاومت ندارد.



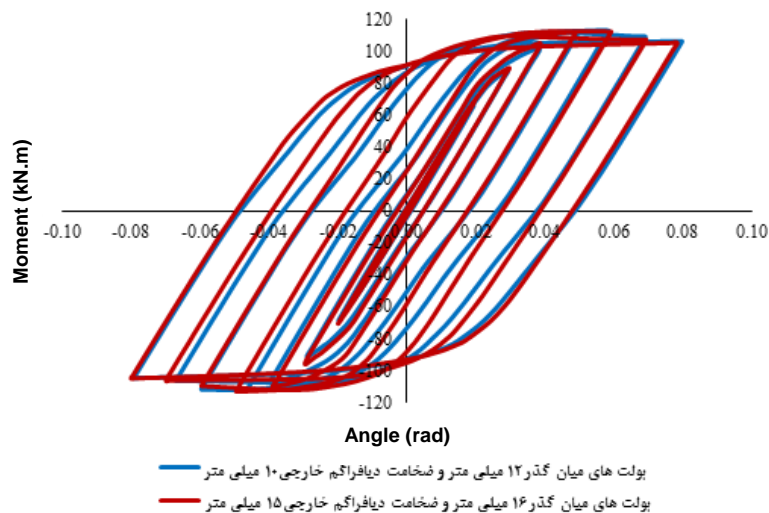
شکل ۲۵- نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD با ضخامت دیافراگم‌های خارجی ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر



شکل ۲۶- تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر نمونه TSTBOD با ضخامت دیافراگم خارجی ۲۰ میلی‌متر

خارجی ۱۰ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۲ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود زوال مقاومت در هر دو نمونه یکسان بوده و میان دو منحنی انطباق خوبی برقرار می‌باشد. لذا عملکرد مشترک مطلوب بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی مشاهده می‌شود به گونه‌ای که با کاهش قطر و ضخامت هر دوی آن‌ها تأثیری در زوال مقاومت نمونه مشاهده نمی‌شود.

۵) در مدل تحلیلی پنجم در این دسته، به منظور بررسی دقیق‌تر و نتیجه‌گیری بهتر در خصوص اهداف مطلوب این مطالعه، ضخامت دیافراگم خارجی مورد استفاده در اتصال از ۱۵ میلی‌متر به ۱۰ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر از ۱۶ میلی‌متر به ۱۲ میلی‌متر به صورت توأمان کاهش یافت. شکل (۲۷) نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD مینا با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۵ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ میلی‌متر و نمونه دارای ضخامت دیافراگم



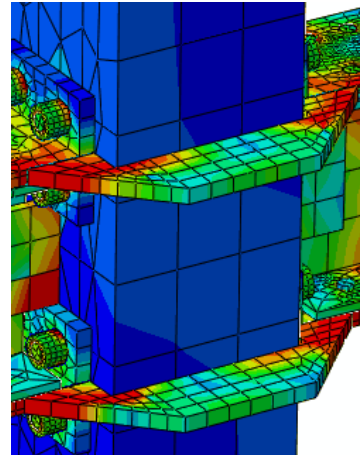
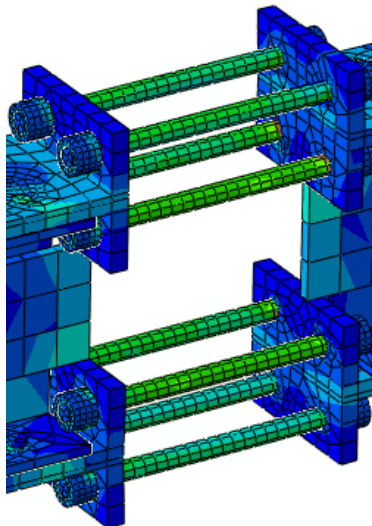
شکل ۲۷- نمودار هیستریزیس نمونه‌های TSTBOD مینا با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۵ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۶ میلی‌متر و نمونه دارای ضخامت دیافراگم خارجی ۱۰ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۲ میلی‌متر

تسلیم را تجربه می‌کنند و بولت‌های میان‌گذر نیز با حدود ۷۰ درصد از ظرفیت خود در تحمل بارهای وارده سهمیم هستند. لذا با وجود کاهش توأمان قطر بولت‌های میان‌گذر و ضخامت

شکل (۲۸) تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر را برای این نمونه نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد دیافراگم‌های خارجی تنش‌هایی کمتر از تنش

مشاهده گردید قطر و یا مقاومت بولت‌های میان‌گذر تا ۲۵ درصد و ضخامت، ابعاد و یا مقاومت دیافراگم‌های خارجی تا ۳۳ درصد قابلیت تقلیل، بدون هیچ‌گونه زوال مقاومتی در نمونه را دارا می‌باشند.

دیافراگم‌های خارجی، رفتار هر دو مصالح در ناحیه خطی باقی ماند. با توجه به بررسی‌های صورت پذیرفته در بخش مطالعه پارامتریک، عملکرد مشترک مطلوب بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم‌های خارجی مشاهده گردید. همچنین در این بخش



شکل ۲۸- تنش موجود در دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر نمونه TSTBOD با ضخامت دیافراگم خارجی ۱۰ میلی‌متر و قطر بولت‌های میان‌گذر ۱۲ میلی‌متر

موجود که دارای اتصالات سپری با بولت‌های میان‌گذر می‌باشند نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۷- مراجع

- [1] Ahmadi, M., Kheyroddin, A. and Naderpour H. (2010), "Investigation the behavior and comparison of reliable codes on concrete steel composite columns", Journal of Modeling in Engineering, Vol. 8, pp. 37-49
- [2] Rezaifar, O. and Younesi, A. (2017), "Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections", Journal of Construction and Building Materials, Vol. 136, pp. 574-589.
- [3] Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J. and Yeomans, N. (2004), "Design guide for structural hollow section column connections", Köln: TÜV Rheinland Group, pp. 97-154.
- [4] Alostaz, Y.M. and Shneider, P. (1998), "Connections to concrete-filled steel tubes", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 748.
- [5] Yu, Y., Chen, Z. and Wang, X. (2015), "Effect of column flange flexibility on WF-beam to rectangular CFT column connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 106, pp. 184-197.
- [6] Azizinamini, A. and Schneider, S.P. (2004), "Moment connections to circular concrete-filled steel tube columns", Journal of structural Engineering, Vol. 130, pp.213-222.

۶- نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل عددی در نرم‌افزار ABAQUS و مقایسه نتایج حاصل با بررسی آزمایشگاهی نمونه‌های تقریباً مشابه، می‌توان گفت که نتایج عددی با دقت خوبی نتایج آزمایشگاهی را توصیف می‌کنند.

شکل‌پذیری اتصال تیر به ستون CFT با سپری و بولت‌های میان‌گذر، با افزودن دیافراگم خارجی به میزان قابل‌توجهی افزایش می‌یابد و از گسیختگی در اتصالات سپری با بولت میان‌گذر تنها جلوگیری می‌نماید. همچنین استفاده از دیافراگم خارجی سبب توزیع یکنواخت‌تر تنش در نمونه شده و می‌تواند احتمال گسیختگی از محل بولت‌های میان‌گذر و افزایش طول آن‌ها و در نهایت زوال مقاومت را کاهش دهد. قطر بولت‌های میان‌گذر و ابعاد دیافراگم‌های خارجی و یا مشخصه‌های مقاومتی آن‌ها می‌تواند در نتیجه عملکرد مشترک مطلوب در یک اتصال ترکیبی کاهش یافته و حتی بسته به نیاز می‌توان در طراحی از قطر بولت‌ها یا ابعاد دیافراگم‌های خارجی و به طور کلی ظرفیت مقاومتی یکی در یک بازه معین کاست و بر دیگری افزود. این راهکار به منظور مقاوم‌سازی و یا بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های

- [7] Sheet, I.S., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A. (2013), "Experimental investigation of CFT column to steel beam connections under cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 86, pp. 167-182.
- [8] Kanatani, H., Tabuchi, M., Kamba, T., Hsiaolien, J. and Ishikawa, M. (1987), "A Study on concrete filled RHS column to H-beam connections fabricated with HT bolts in rigid frames", *Composite Construction in Steel and Concrete*, ASCE, pp. 614-635.
- [9] Chen, Z., Qin, Y. and Wang, X. (2015), "Development of connections to concrete-filled rectangular tubular columns", *Advanced Steel Construction*, Vol. 11, pp. 408-426.
- [10] Hu, J.W., Choi, E. and Leon, R.T. (2011), "Design, analysis and application of innovative composite PR connections between steel beams and CFT columns", *Smart Materials and Structures*, Vol. 20, 025019.

پی نوشت

- ¹ Amplitude
- ² Damaged concrete plasticity
- ³ Dilation angle
- ⁴ Eccentricity
- ⁵ Ratio of initial equibiaxial compressive yield stress to initial uniaxial compressive yield stress
- ⁶ Viscosity Parameter
- ⁷ Section
- ⁸ Static, general
- ⁹ Quadratic
- ¹⁰ Linear
- ¹¹ Pinching

بررسی تشکیل میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به المان‌های مرزی قائم

نادر فنائی^{۱*}، سید محمدرضا حاجی میرصادقی^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۸/۲۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۰۸)

چکیده

طراحی بر اساس ظرفیت المان‌های مرزی قائم جهت تحمل مقاومت قابل انتظار تسلیم ورق جان معمولاً منجر به ابعاد بزرگ برای ستون‌ها می‌گردد. این مشکل کلیدی منجر به عدم استفاده گسترده از دیوارهای برشی فولادی گردیده است. هدف این پژوهش بررسی تشکیل میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به المان‌های مرزی قائم می‌باشد. این کاهش طول اتصال منجر به کاهش تقاضای خمشی و سختی المان‌های مرزی قائم می‌گردد. برای این منظور ابتدا روش مدل - سازی اجزاء محدود بر اساس یک مطالعه آزمایشگاهی صحت سنجی گردید و در ادامه بر اساس مدل صحت سنجی شده نه مدل اجزاء محدود با نسبت‌های مختلف عدم اتصال ورق جان توسعه داده شد. در انتها بر اساس فرضیات تأیید شده با مدل‌های اجزاء محدود و بررسی آزمایشگاهی تکمیلی، دو معادله حاکم شامل مقاومت برشی ورق جان و زاویه جهت گیری میدان کششی در ورق جان برای نسبت عدم اتصال کوچکتر از ۳۰٪ ارائه شدند.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، عدم اتصال کامل ورق جان، المان مرزی قائم، روش اجزاء محدود

Investigation of tension field formation in steel shear walls with partial length connection of web to vertical boundary elements

N. Fanaie, S.M.R. Hajimirsadeghi

Abstract

Capacity based design of vertical boundary elements with regard to resisting expected yield strength of the web plate could be led to large column size. This key problem leads to a lack of widespread implementation of steel shear walls. This research project aims to investigate the formation of tension field in steel shear wall with partial length connection of web plate to vertical boundary element which in this type of steel shear walls, reducing the length of the connection leads to a reduction in the flexure and stiffness demand on the vertical boundary elements. For this purpose, the finite element modeling methodology was initially established and validated based on a laboratory test. Nine FE models were developed based on the verified specimens, and various not connected infill plate values. Finally, based on assumptions confirmed by numerical modeling and complementary experimental investigation, two governing equations have been developed for this type of steel shear wall, including panel shear strength, tension field inclination angle in the web plate in case, not connected length ratio is less than 30%.

Keywords

Steel shear wall, Partial length connection of web plate, Vertical boundary element, Finite element method

دیوارهای برشی فولادی، سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای هستند که حدود ۵۰ سال از معرفی آن‌ها می‌گذرد [۱]. هرچند که پژوهشگران مختلف، مقاومت بالا، شکل پذیری مناسب و سختی بالای این سیستم را در مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی و عددی نمایش داده‌اند [۵-۲]، این سیستم هنوز نتوانسته به عنوان یک سیستم فراگیر مورد استفاده قرار بگیرد. از جمله علل مهم این موضوع، ابعاد غیر متعارف در المان‌های مرزی قائم می‌باشد. المان‌های مرزی قائم علاوه بر تقاضای لنگر واژگونی مشابه با یک سیستم مهاربندی از تقاضاهای دیگری نیز برخوردار می‌باشند. این تقاضاهای مازاد به خاطر تحمل بار جانبی ناشی از تشکیل میدان کششی در ورق جان دیوار و عملکرد قابی در قاب خمشی پیرامونی ورق جان می‌باشد [۶]. راه حل‌های زیادی در ارتباط با تعدیل این تقاضا از طرف ورق جان [۱۷-۷] یا ناشی از تعدیل عملکرد قابی با استفاده از اتصال تیر با مقطع کاهش یافته به ستون [۸] یا ارائه طرحی بهینه برای تحمل اقتصادی این تقاضاها توسط المان‌های مرزی قائم با استفاده از ستون‌های با مقطع مختلط یا بتن مسلح [۲۰-۱۸] توسط محققین مختلف ارائه گردیده است. از جمله راه حل‌های ارائه شده برای تعدیل تقاضاهای ناشی از اضافه مقاومت ورق جان، استفاده از ورق‌های با الگوی منظم سوراخ دار [۷]، استفاده از ورق‌های با مقاومت پایین و ضخامت کم [۸]، استفاده از ورق جان با آلومینیوم کم مقاومت و شکل پذیر [۹ و ۱۰] و تغییر ساز و کار باربری در ورق جان از تشکیل میدان کششی به حالت‌های برش خالص با افزودن ورق‌های سخت کننده یا پانل‌های پوششی بتنی (ساندویچ) [۱ و ۱۱] و یا ایجاد شیارهای موازی و قائم برای تشکیل لینک‌های شکل پذیر خمشی در ورق جان [۱۲] می‌باشد. همچنین ایجاد مقید کننده‌ها در عرض دیوار (دستک‌های فشاری افقی) جهت کاهش دهانه مشارکت کننده در تحمل خمش المان‌های مرزی قائم [۱۳]، استفاده از ستون‌های ثانویه جهت تحمل تقاضای خمشی ناشی از ورق جان که خرابی آن منجر به ناپایداری کل سازه نمی‌شود [۱۴]، استفاده از وسیله اتصال چسب به جای جوش جهت اتصال ورق‌های نازک و اجتناب از اضافه مقاومت ورق‌های ضخیم‌تر [۱۰]، چیدمان نامنظم ورق جان در نمای سازه [۶] و استفاده از سیستم بازویی و تیر همبند [۶] نیز از موارد دیگر در ارتباط با کاهش این تقاضا می‌باشد. عدم اتصال ورق جان به المان‌های مرزی قائم [۱۷-۱۵] نیز توسط تعدادی از محققین مورد بررسی قرار گرفته که دارای مزایایی از قبیل عدم مشارکت المان‌های مرزی قائم در تحمل بار

جانبی ناشی از تشکیل میدان کششی در ورق جان و سهولت در افزایش ضخامت ورق جان جهت کنترل سختی و امکان جوشکاری می‌باشد. اما با این وجود عدم تماس ورق جان به المان مرزی قائم باعث از دست دادن ظرفیت المان مرزی قائم در بسیج کردن هر چه بیشتر سختی و مقاومت در سیستم و کاهش شکل پذیری و زوال در رفتار چرخه‌ای می‌گردد [۱۵] و [۱۶]. از این رو ایده دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به المان‌های مرزی قائم برای ایجاد توازن بین کاهش تقاضای وارد بر المان‌های مرزی قائم به عنوان عامل مثبت و کاهش مقاومت، سختی و عملکرد چرخه‌ای نسبت به دیوارهای برشی فولادی متداول به عنوان عوامل منفی مطرح گردیده است [۲۱ و ۲۲].

۲- معرفی ایده دیوارهای برش فولادی با عدم اتصال ورق جان به قسمت میانی المان‌های مرزی قائم و ارائه

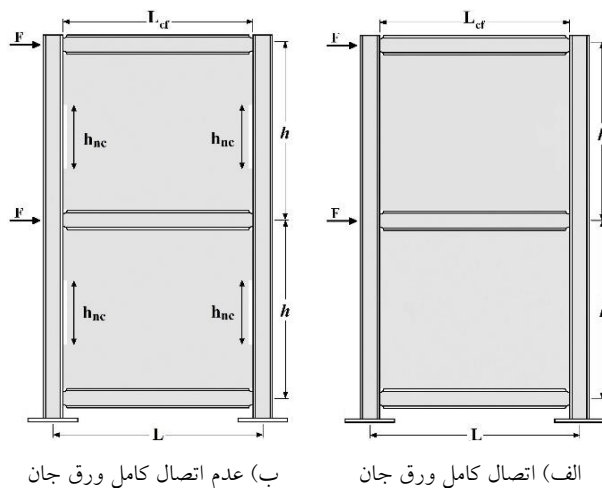
اهداف پژوهش

برای معرفی بهتر ایده عدم اتصال کامل ورق جان به قسمت میانی المان مرزی قائم، ساده‌سازی‌هایی در نظر گرفته می‌شود. دیوار برشی فولادی دو طبقه با اتصالات مفصلی المان مرزی افقی به المان مرزی قائم و اتصال مفصلی المان مرزی قائم به فونداسیون همان گونه که در شکل (۱) نمایش داده شده در نظر گرفته می‌شود. در این شکل h_{mc} طول عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم، h فاصله مرکز به مرکز المان‌های مرزی افقی و L فاصله مرکز به مرکز المان‌های مرزی قائم و L_{cf} فاصله وجوه داخلی المان‌های مرزی قائم می‌باشد و NCR به عنوان نسبت عدم اتصال تعریف می‌شود.

شکل (۲) مدل تحلیلی توسعه داده شده توسط Berman و Bruneau [۲۳] را که در آن فرض می‌شود المان‌های مرزی قائم به عنوان یک تیر سراسری بر روی تعدادی تکیه گاه (که نقش آن را المان‌های مرزی افقی به عهده دارند) قرار گرفته‌اند، برای دو حالت دیوارهای برشی متعارف (الف) و دیوارهای برشی با عدم اتصال ورق جان به قسمت میانی المان‌های مرزی قائم (ب) نمایش می‌دهد. فرض می‌شود زاویه جهت گیری میدان کششی با المان مرزی قائم (α) برای وضعیت شکل (۲-ب) نیز مشابه با حالت (۲-الف) در سراسر ورق جان، ثابت می‌باشد که البته در ادامه مقاله این فرض مورد بررسی قرار می‌گیرد. همانطور که مشاهده می‌شود ورق جان تحت اثر تنش کششی در راستای تشکیل میدان کششی قرار گرفته و با توجه به ضخامت اندک ورق جان و در نتیجه کماتش زودرس آن در تنش‌های

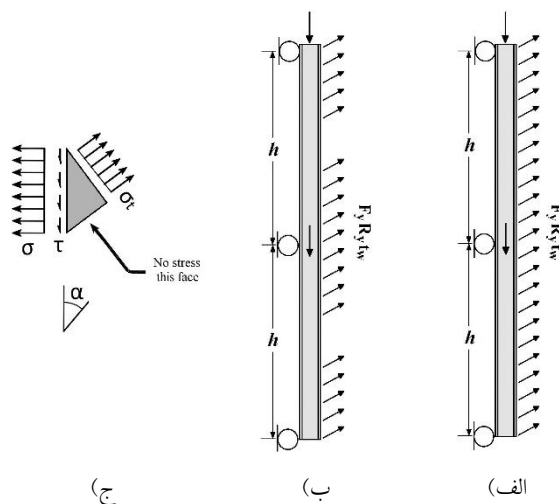


فشاری بسیار کوچک، هیچ تنشی در راستای عمود بر تشکیل میدان کششی وجود ندارد. البته در گوشه‌های ورق جان وضعیت کمی متفاوت بوده که البته خارج از بحث کلی این مقاله می‌باشد.



شکل ۱- دیوار برشی فولادی

بار متمرکز ناشی از برش المان‌های مرزی افقی و بار گسترده ناشی از تشکیل میدان کششی در ورق جان بر روی این تیر سراسری (المان مرزی قائم) اثر می‌کند.



شکل ۲- مدل تحلیلی المان مرزی قائم، الف) نمودار جسم آزاد المان مرزی قائم در دیوارهای برشی متعارف، ب) نمودار جسم آزاد المان مرزی قائم در دیوارهای برشی با عدم اتصال ورق جان به قسمت میانی المان‌های مرزی قائم، ج) تجزیه تنش‌های قطری ناشی از تشکیل میدان کششی قطری بار گسترده وارد شده به المان مرزی قائم در لحظه تسلیم

ورق جان دارای شدت $R_y F_y t_w$ بوده که در آن F_y تنش تسلیم ورق جان، t_w ضخامت ورق جان و R_y نسبت تنش تسلیم قابل انتظار به تنش تسلیم مشخصه مصالح می‌باشد. برای محاسبه تلاش‌های داخلی در المان مرزی قائم، تنش‌های قطری ناشی از تشکیل میدان کششی به دو مؤلفه افقی و قائم، همانطور که در شکل (۲-ج) نمایش داده شده تقسیم می‌شود. شدت این بار گسترده حتی در ضخامت‌های کم ورق جان نیز بسیار قابل توجه می‌باشد. از همین رو هدف از ایده عدم اتصال ورق جان به قسمت میانی المان‌های مرزی قائم، انتقال این بار گسترده به مقدار قابل توجه از وسط المان مرزی قائم به مجاورت نواحی تکیه‌گاهی (المان‌های مرزی افقی) جهت کاهش تقاضای خمشی و سختی از این المان می‌باشد.

در سیستم دیوار برشی فولادی، ورق جان به عنوان عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل، تعیین کننده مقاومت تسلیم سیستم و تقاضای وارد بر سایر اعضای کنترل شونده توسط نیرو مانند المان‌های مرزی افقی و قائم و اتصالات آن‌ها می‌باشد. از این رو آگاهی از کیفیت تشکیل میدان کششی در ورق جان، پیش نیاز طراحی در این سیستم می‌باشد. با توجه به این مقدمه، اهداف این مطالعه به شرح زیر می‌باشد.

- بررسی وضعیت میدان تنش در ورق جان به کمک مدل‌سازی عددی با روش اجزاء محدود با در نظر گرفتن تغییر در نسبت عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم (NCR).
- بررسی تشکیل میدان کشش در یک نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی با نسبت مشخص عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم.
- ارائه روابط تحلیلی با توجه به کیفیت تشکیل میدان کششی در ورق جان در بازه مشخص نسبت عدم اتصال (این بازه در قسمت‌های بعدی تعیین می‌گردد).

۳- بررسی عددی دیوار برشی فولادی با عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم

۳-۱- صحت سنجی و روش مدل‌سازی عددی

برای صحت سنجی مدل‌سازی عددی در این تحقیق، در ابتدا مطالعه آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته توسط توسط Li و همکارانش [۲۴] به عنوان یکی از تحقیقات قبلی صورت گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. صحت سنجی در این تحقیق بر اساس نرم افزار تجاری

مشخصات مصالح به کار رفته در المان‌های مرزی افقی و قائم در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح به کار رفته در نمونه Li و همکارانش (تنش‌ها برحسب مگا پاسکال هستند) [۲۴]

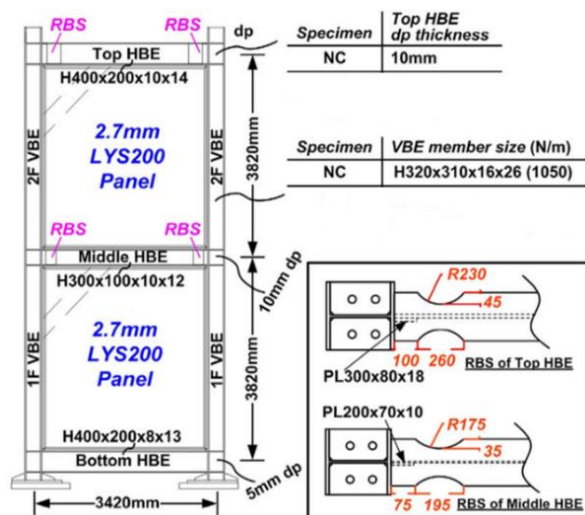
عضو	مقطع	بال		جان	
		تنش تسلیم	تنش نهایی	تنش تسلیم	تنش نهایی
T-HBE	H400x200x10x14	۴۰۵	۵۳۷	۴۶۴	۵۶۱
M-HBE	H300x150x10x12	۳۷۲	۵۰۶	۴۶۴	۵۶۱
B-HBE	H400x200x8x13	۳۹۰	۵۰۲	۴۳۰	۵۰۹
VBE	H320x310x16x25	۳۸۶	۵۴۷	۳۸۹	۵۶۴

برای مدل‌سازی المان‌های مرزی و ورق جان دیوار برشی فولادی المان پوسته‌ای^۱ استفاده شده است. المان مورد نظر یک المان چهار گرهی^۲ با انتگرال گیری کاهش یافته است. لازم به توضیح است که این المان از قابلیت در نظر گرفتن همزمان رفتار غشایی و خمشی برخوردار بوده و برای در نظر گرفتن هر دو رفتار غیرخطی هندسی و مصالح مناسب می‌باشد. ورق جان به صورت مستقیم با قید تای^۳ به المان‌های مرزی متصل گردیده است. مطالعات قبلی [۲۵] قابل چشم پوشی بودن اثر این نوع مدل‌سازی اتصال، به جای در نظر گرفتن ورق‌های واسطه^۴ جهت اتصال ورق جان به المان‌های مرزی را نشان داده است. شرایط تکیه‌گاهی المان‌های مرزی قائم به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح فولادی به صورت دو خطی با شیب پس از تسلیم برابر با ۱ درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته شده است.

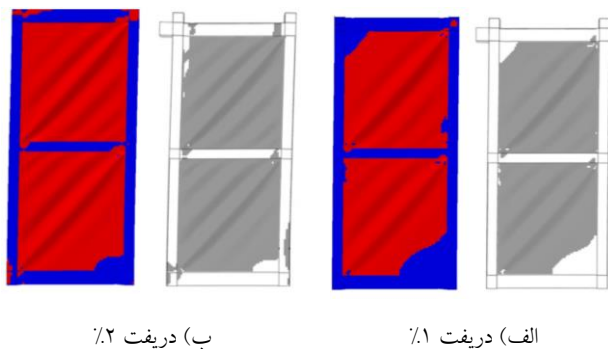
برای در نظر گرفتن کماتش در ورق جان دیوار از ایجاد نقص (تغییر مکان خارج از صفحه) در هندسه اولیه ورق جان استفاده گردید. با توجه به عدم برداشت هندسه اولیه ورق جان پیش از آزمایش، هندسه این نقص بر اساس جمع آثار دو مد اولیه کماتش ورق جان که بر اساس تحلیل کماتش در نرم افزار Abaqus به دست آمده بود، لحاظ گردید. در محل المان‌های مرزی افقی مطابق با شرایط آزمایشگاهی، از حرکت خارج از صفحه نمونه جلوگیری به عمل آمد. بر اساس تحلیل حساسیت صورت گرفته و صحت سنجی مدل اجزاء محدود ساخته شده با نتایج مدل مرجع [۲۴]، ابعاد المان‌های پوسته‌ای برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. در انتها بارگذاری جانبی

Abaqus ver. 2016 انجام می‌شود و برای نمونه از دیوار برشی فولادی با وضعیت ستون معمولی (NC) ارائه شده در تحقیق Li و همکارانش استفاده می‌شود.

نمونه مورد بررسی جهت صحت سنجی در این مطالعه، یک دیوار برشی فولادی دو طبقه و تک دهانه با عرض (فاصله مرکز تا مرکز المان‌های مرزی قائم) برابر با ۳۴۲۰ میلی‌متر و ارتفاع (فاصله مرکز تا مرکز المان‌های مرزی فوقانی و تحتانی) برابر ۷۶۴۰ میلی‌متر معادل با ۳۸۲۰ میلی‌متر برای هر طبقه می‌باشد. هندسه نمونه مورد نظر در شکل (۳) نمایش داده شده است. در این نمونه، ورق جان دارای ضخامت ۲/۷ میلی‌متر بوده و از فولاد با تنش تسلیم پایین برابر ۲۲۰ مگاپاسکال تشکیل شده است. ورق جان در چهار سمت خود با جوش به المان‌های مرزی قائم و افقی متصل گردیده است. المان‌های مرزی مورد استفاده در نمونه از فولاد A572Gr50 تشکیل گردیده است. سه مقطع فولادی بال پهن به نام‌های $H400 \times 200 \times 10 \times 14$ ، $H300 \times 150 \times 10 \times 12$ و $H400 \times 200 \times 8 \times 13$ به ترتیب برای المان‌های مرزی بالایی، میانی و پایینی استفاده شده و برای المان‌های مرزی قائم نیز $H320 \times 310 \times 16 \times 25$ به کار گرفته شده است. چهار عدد معرفی شده برای ابعاد در نامگذاری مقاطع بال پهن مورد اشاره بر اساس استاندارد کشور تایوان بوده که به ترتیب ارتفاع مقطع، عرض بال، ضخامت ورق جان و ضخامت ورق بال مقطع را بر حسب میلی‌متر نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود از تیر با مقطع کاهش یافته برای اتصال تیر به ستون استفاده شده است.



شکل ۳- جزئیات هندسی نمونه با ستون معمولی مورد آزمایش توسط Li و همکارانش [۲۴]



شکل ۵- مقایسه سطح تسلیم در این مطالعه و مدل‌سازی [۲۴]

جدول ۲- نامگذاری مدل‌ها بر حسب نسبت عدم اتصال

نام مدل	NCR (%)	نام مدل	NCR (%)
L0	۰	L5	۵۰
L1	۱۰	L6	۶۰
L2	۲۰	L8	۸۰
L3	۳۰	L10	۱۰۰
L4	۴۰	-	-

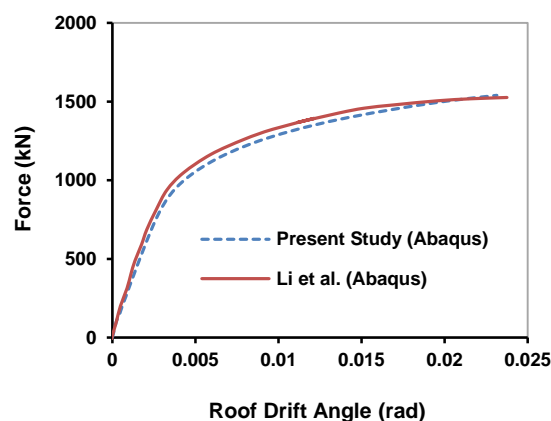
همانگونه که به صورت کیفی در شکل‌ها مشاهده می‌شود راستای موج‌های کماتش ایجاد شده در ورق جان که تقریباً نمایش دهنده راستای تشکیل میدان کششی [۲۶] می‌باشد برای نسبت عدم اتصال تا حدود ۳۰ درصد موازی یکدیگر می‌باشند و با افزایش این نسبت، انحراف از وضعیت توازی در راستای نوارهای کششی ایجاد شده در ورق جان، به صورت محسوس مشاهده می‌شود. قبل از ارائه جزئیات بیشتر از نتایج مدل‌سازی عددی صورت گرفته و تحلیل آن، در قسمت بعدی به عنوان یک نمونه به بررسی آزمایشگاهی توازی نوارهای کششی تشکیل شده در ورق جان یک دیوار برشی فولادی با نسبت عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم کوچکتر از ۳۰ درصد، پرداخته می‌شود.

۴- بررسی آزمایشگاهی تشکیل میدان کششی در ورق

جان

جهت بررسی تجربی تشکیل میدان کششی در ورق جان با عدم اتصال کامل به المان مرزی قائم، یک نمونه دیوار برشی فولادی سخت نشده با یک نسبت مشخص عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم پس از طراحی و ساخت با ملاحظاتی که در ادامه ارائه می‌گردد، تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت.

تغییر مکان کنترل برای ایجاد منحنی بار افزون به نمونه اعمال گردید. از آنجا که در مطالعه Li و همکارانش مدل‌سازی عددی (با جزئیات ارائه شده بالا) و آزمایشگاهی به صورت همزمان انجام شده است، برای صحت سنجی مدل‌سازی عددی در این پژوهش از مقایسه منحنی رفتار نیرو-تغییر مکان این مطالعه با منحنی متناظر در مطالعه Li و همکاران استفاده گردیده است. شکل (۴) تطابق مناسب منحنی بار-تغییر مکان در مدل اجزاء محدود ارائه شده در این مطالعه و مدل تولید شده توسط Li و همکارانش بر اساس مطالعه آزمایشگاهی خودشان را نمایش می‌دهد.



شکل ۴- تطابق مناسب نتایج مدل‌سازی در این تحقیق و مطالعه Li و همکارانش [۲۴]

به عنوان معیار ثانویه جهت صحت سنجی مدل‌سازی صورت گرفته، شکل (۵) وضعیت تسلیم در سطح نمونه مدل‌سازی شده در این مطالعه را در مقایسه با مدل Li و همکارانش در دررفت‌های ۱٪ و ۲٪ بر اساس معیار تسلیم فون میسنز نمایش می‌دهد. نواحی تسلیم تقریباً یکسان در سطح دو مدل مشاهده می‌گردد. رنگ قرمز در این مطالعه و خاکستری در مطالعه Li و همکارانش نمایش دهنده ناحیه تسلیم شده می‌باشد.

۲-۳- تشکیل میدان کششی در مدل‌های تحلیلی

در این قسمت بر اساس مدل صحت سنجی شده در قسمت قبل، ۹ مدل اجزاء محدود با نسبت‌های مختلف عدم اتصال ورق جان جهت بررسی وضعیت تشکیل میدان کششی ساخته شد. جدول (۲) نامگذاری ۹ مدل مورد بررسی در این پژوهش را بر اساس نسبت‌های عدم اتصال مختلف ارائه می‌نماید. شکل (۶) به صورت کیفی وضعیت تسلیم در سطح مدل‌های L0 تا L10 را در دررفت ۱ درصد نمایش می‌دهد.

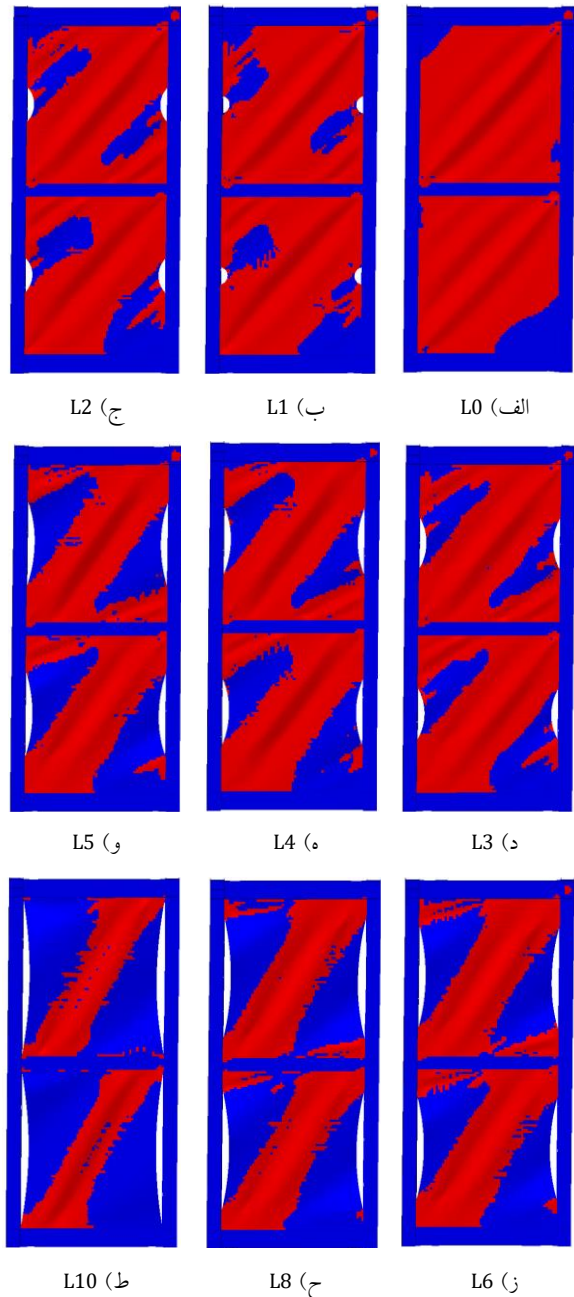
اجزاء محدود انجام شده و بر اساس این طراحی یک نمونه بزرگ مقیاس دیوار برشی فولادی یک طبقه سخت نشده با عدم اتصال ورق جان به قسمت میانی المان مرزی قائم ساخته شده است. عرض نمونه (فاصله مرکز تا مرکز المان‌های مرزی قائم) برابر با ۲۲۵۰ میلی‌متر و ارتفاع (فاصله مرکز تا مرکز المان‌های مرزی فوقانی و تحتانی) برابر ۲۶۵۰ میلی‌متر می‌باشد. هندسه نمونه مورد نظر در شکل (۷) نمایش داده شده است. در این نمونه ورق جان دارای ضخامت ۱ میلی‌متر بوده و از فولاد با تنش تسلیم پایین ST14 تهیه شده است.

با توجه به ضخامت نازک ورق جان در نمونه مورد آزمایش از جوشکاری با گاز CO₂ برای اتصال ورق جان به المان‌های مرزی قائم استفاده گردیده است تا ملاحظات جوشکاری متعارف با الکتروود دستی منجر به افزایش ضخامت ورق جان به دلیل حداقل ضخامت مورد نیاز جوشکاری و در نتیجه رشد بی‌رویه ابعاد المان‌های مرزی قائم (و افقی) نگردد. ورق جان در چهار سمت خود به غیر از ناحیه عدم اتصال در مجاورت المان مرزی قائم با جوش به المان‌های مرزی قائم و افقی متصل گردیده است. المان‌های مرزی مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی از فولاد ST44 تهیه گردیده و از مقطع زوج قوطی 2 × Box150 × 100 × 6 (ابعاد ارائه شده بر حسب میلی‌متر است) برای این اعضاء استفاده شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده بر اساس نتایج آزمایش تست کشش در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مشخصات مصالح به کار رفته در نمونه آزمایشگاهی

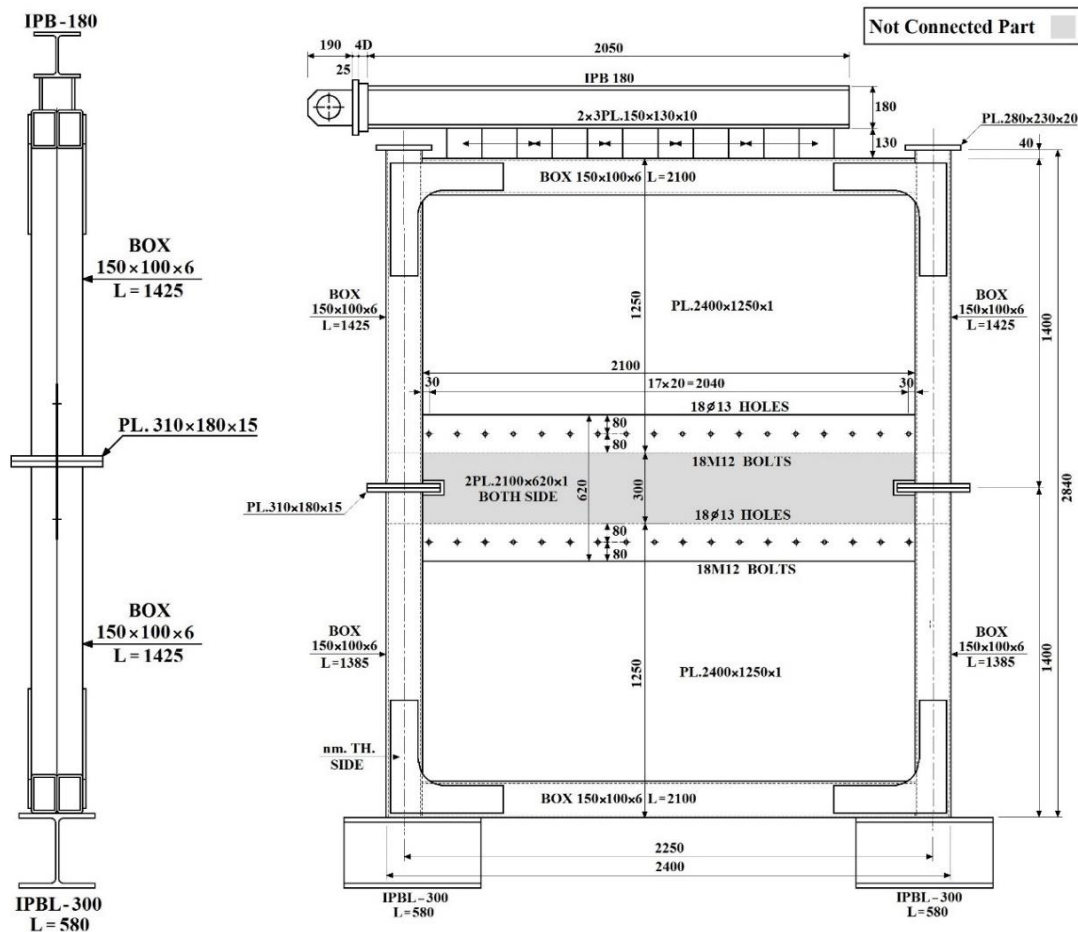
تنش نهایی (مگا پاسکال)	تنش تسلیم (مگا پاسکال)	مقطع	عضو
۴۴۰/۵	۴۲۰	2×Box150×100×6	المان مرزی
۳۱۹/۴	۱۸۱/۶	ورق ۱ میلی‌متر	ورق جان

طول عدم اتصال ورق جان به قسمت مرکزی المان مرزی همان طور که در شکل (۷) ارائه شده برابر با ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد ($NCR=30/(280-30)=0.12$). این نسبت به عنوان یک نسبت عدم اتصال کمتر از ۳۰ درصد جهت تحقیق فرض توازی نوارهای کششی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برپایش نمونه مورد آزمایش و جزئیات ناحیه غیر متصل ورق جان در شکل (۸) نمایش داده شده است.



شکل ۶- وضعیت سطح تسلیم دیوار در دریفت ۱٪

لازم به توضیح است ساخت این نمونه و بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده بر روی آن که در آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی انجام شده است، دارای اهداف دیگری نیز بوده که در پژوهش دیگری مورد بررسی قرار گرفته است [۲۷] و در این پژوهش صرفاً نحوه تشکیل میدان کششی در ورق جان مد نظر بوده است. برای تعیین ابعاد نمونه آزمایشگاهی مورد نظر که ملاحظات یک طراحی واقعی را نمایندگی کند، پس از یک طراحی مقدماتی، یک مدل سازی



شکل ۷- جزئیات ابعادی نمونه مورد آزمایش [۲۷]

شکل (۹) تشکیل میدان کششی در چرخه چهاردهم بارگذاری را که منجر به تشکیل کامل میدان کششی در ورق جان گردید، نمایش می‌دهد. برای مشاهده امتداد موج‌های کمانشی (نوارهای کششی) از دسته خطوط موازی سیاه رنگ در این شکل استفاده گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود در نسبت عدم اتصال در نظر گرفته شده، نوارهای کششی عمدتاً موازی با یکدیگر در سرتاسر ورق جان شکل گرفته است.

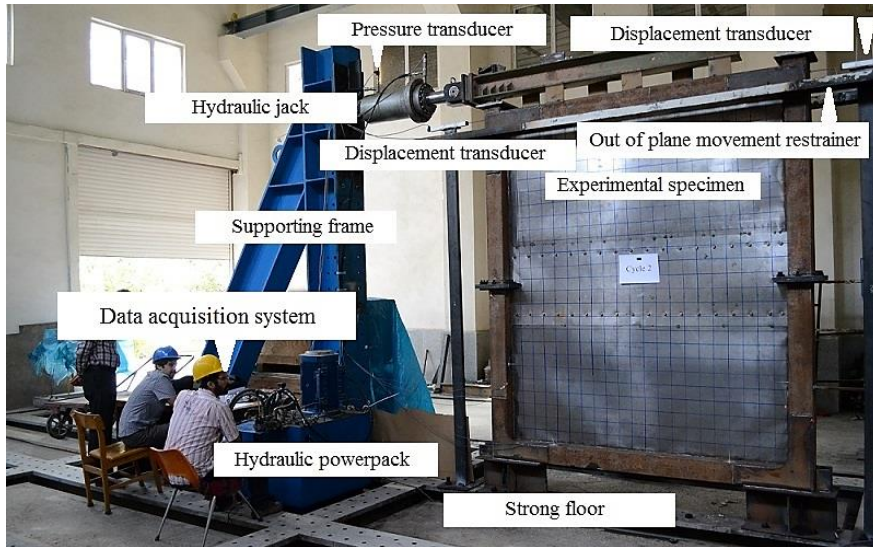
۵- نتایج تفصیلی مدل‌سازی عددی و ارائه روابط

تحلیلی

همانگونه که در شکل (۱۰) نمایش داده شده است، دو ناحیه بر روی ورق جان با توجه به وضعیت تشکیل میدان کششی در شکل (۶) قابل تفکیک می‌باشد. این دو ناحیه با نام‌های ناحیه مرکزی (CE) با رنگ آبی و ناحیه کناری (CO) با رنگ قرمز در شکل (۱۰) قابل تفکیک می‌باشد. همانگونه که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، در این دو ناحیه به صورت مجزا نوارهای

نمونه مورد آزمایش از طریق اتصال جوشی به تیرهای تکیه‌گاهی متصل شده و این تیرها نیز از طریق اتصال پیچی به کف قوی آزمایشگاه متصل شده‌اند.

بارگذاری جانبی در بالای نمونه از طریق جک هیدرولیکی که بین نمونه و قاب عکس‌العمل آزمایشگاه نصب گردیده بود، بر روی نمونه اعمال گردید. بارگذاری جک مطابق با دستور العمل بارگذاری ATC 24 [۲۸] بر روی نمونه وارد گردید. از دو عدد سنسور اندازه‌گیری تغییر مکان (LVDT) در طرفین نمونه در تراز المان مرزی افقی فوقانی جهت ثبت تغییر مکان طبقه استفاده شده است و جهت اندازه‌گیری نیروی وارد به دیوار برشی فولادی نیز از دو عدد سنسور اندازه‌گیری فشار که بر روی جک هیدرولیکی نصب شده‌اند، استفاده گردید. قبل از اعمال بارگذاری بر روی دیوار برشی، سطح ورق جان جهت مشاهده بهتر موج‌های کمانشی و تعیین جهت تشکیل میدان کششی در آن به کمک خط‌های افقی و قائم با ابعاد 100×100 میلی‌متر شبکه بندی گردید.



الف) تصویر برپایش نمونه مورد آزمایش



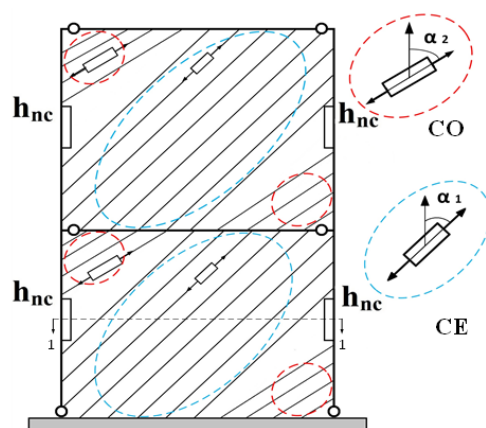
ب) تصویر ناحیه عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم در نمونه ساخته شده
ج) تصویر ناحیه عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم در مراحل ساخت و نصب نمونه

شکل ۸- جزئیات نمونه آزمایشگاهی [۲۷]



شکل ۹- شکل گیری تقریباً موازی نوارهای کششی در نمونه مورد آزمایش با نسبت عدم اتصال $NCR=0.12$ (جهت مشاهده امتداد نوارهای کششی از دسته خطوط موازی سیاه رنگ استفاده شده است). [۲۷]

کششی به صورت تقریباً موازی شکل گرفته است. برای مطالعه توزیع تنش برشی در ناحیه میانی مورد بحث در این قسمت، توزیع نیروی برشی در امتداد واحد طول در سطح مقطع ۱-۱ در شکل (۱۰) که همان توزیع "جریان برش" در ادبیات فنی مقاومت مصالح می‌باشد مورد بررسی قرار می‌گیرد. لازم به توضیح است این توزیع در واقعیت معادل توزیع مؤلفه افقی نیروی نوارهای کششی در قسمت میانی ورق جان در واحد طول می‌باشد و یکنواختی در آن، بیانگر یکنواختی میدان کششی در این ناحیه می‌باشد.



شکل ۱۰- تشکیل شماتیک میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به المان‌های مرزی قائم

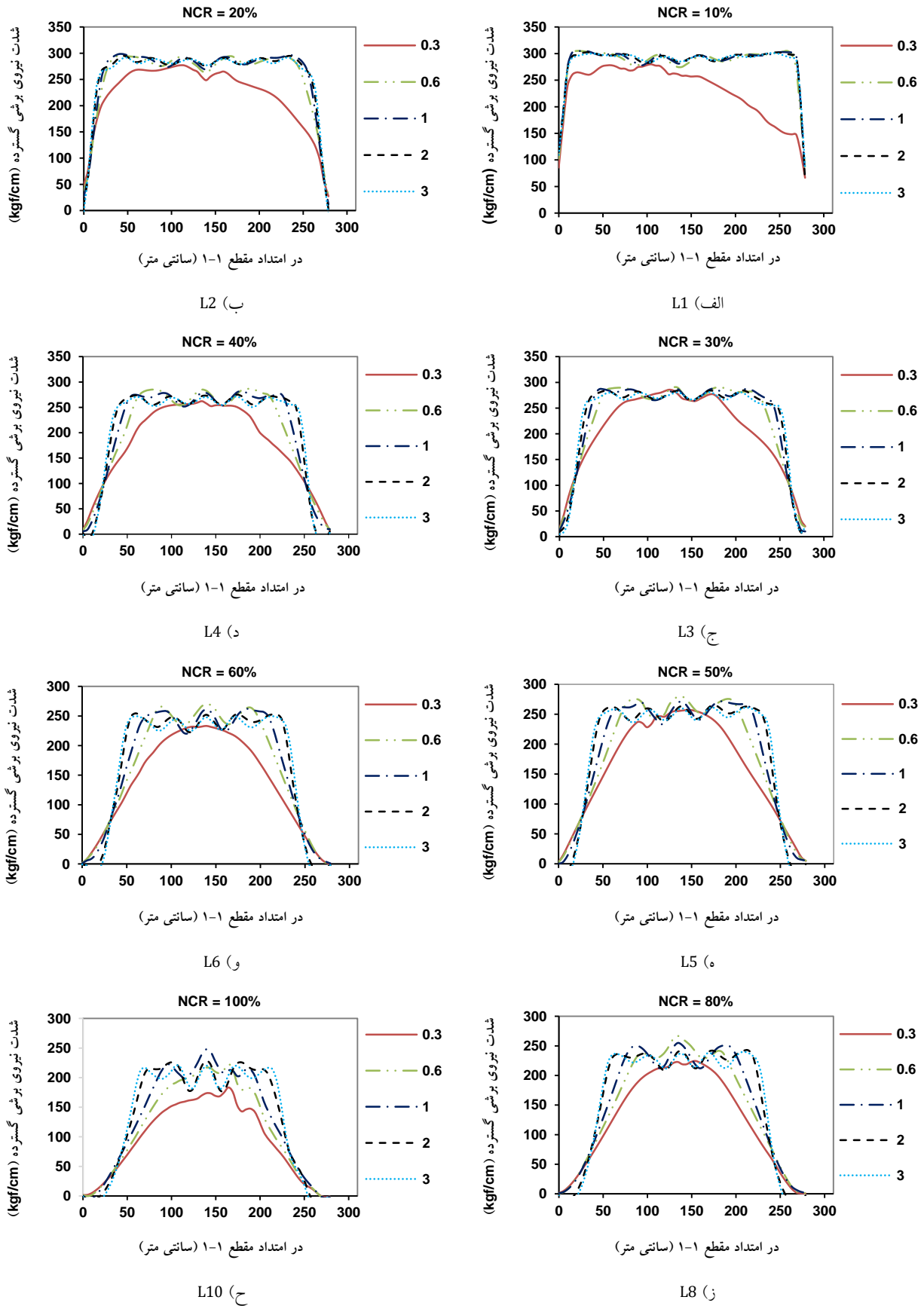
شکل (۱۱) توزیع جریان برش در سطح مقطع ۱-۱، معرفی شده در شکل (۱۰) را به صورت تابعی از درصد دررفت طبقه نمایش می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود به غیر از نواحی مجاور طول متصل نشده ورق جان که توانایی بسیج تنش و مشارکت در باربری را ندارند، ناحیه مرکزی ورق جان دارای توزیع تقریباً یکنواخت جریان برش می‌باشد. لازم به توضیح است که همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، غیر یکنواختی موجود در توزیع جریان برش در ابتدای بارگذاری، با افزایش دررفت طبقه (به دلیل بازتوزیع تنش در ورق جان) تعدیل می‌شود. در رفتی که در آن تسلیم قابل توجه در ورق جان اتفاق می‌افتد تابعی از مشخصات مصالح ورق جان، هندسه نمونه، سختی المان‌های مرزی و ... می‌باشد. آیین‌نامه‌های طراحی معمولاً مقاومت تسلیم ورق جان را با تقسیم بر یک ضریب اضافه مقاومت، جهت در نظر گرفتن عدم تسلیم کامل ورق جان در دررفت‌های کمتر ارائه می‌کنند. به همین منظور در این پژوهش با توجه به شکل (۱۱) درصد دررفت ۰/۶ به عنوان دررفت تسلیم ورق جان در نظر گرفته شده

است و لازم به توضیح است که این دررفت بزرگ‌تر از دررفت محاسبه شده با استفاده از روابط مقاومت مصالح می‌باشد. همانطور که در شکل (۱۱) قابل مشاهده است توزیع جریان برش در طول سطح مقطع ۱-۱ از مقدار صفر شروع شده و پس از طی یک طول با مقدار تقریبی صفر به صورت قائم به یک پله (فلات) با ارتفاع تقریباً ثابت رسیده و مجدداً با یک افت سریع به صورت متقارن نسبت به محور مرکزی دیوار، به صفر می‌رسد. این مشاهده بیانگر آن است که توزیع تقریبی جریان برش (یا تنش با توجه به ثابت بودن ضخامت) در طول سطح مقطع ۱-۱ را می‌توان با تقریب مناسب بر اساس جزئیات ارائه شده در شکل (۱۲) ارائه کرد. همانطور که در شکل (۱۲) ارائه شده است، می‌توان مقاومت برشی (تسلیم) ورق جان دیوار را از ضرب مقدار جریان برشی متوسط (ارتفاع پله) (F_{X-ave}) در طول مؤثر تحمل کننده یا بسیج شونده تنش (l_{eff}) محاسبه کرد. آن چه در این مرحله حائز اهمیت می‌باشد، پیدا کردن رابطه‌ای برای این مقدار متوسط جریان برشی و طول مؤثر بسیج شونده تنش می‌باشد. با فرض به تسلیم رسیدن نوارهای تشکیل شده در میدان کششی ناحیه مرکزی ورق جان و نازک بودن این ورق که از ایجاد تنش فشاری قابل توجه ممانعت می‌کند، همان طور که در شکل (۱۲) نمایش داده شده است، با استفاده از معادله تعادل می‌توان فرض کرد مقدار متوسط جریان برشی در سطح مقطع ۱-۱ دارای مقداری برابر با رابطه (۱) می‌باشد. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که مستقل از نسبت عدم اتصال در ورق جان، توزیع تنش برشی در قسمت میانی ورق جان به صورت یکنواخت می‌باشد، اما از آنجا که با توجه به بررسی عددی و آزمایشگاهی تا نسبت عدم اتصال حدود ۳۰ درصد، میدان کششی به صورت تقریباً موازی در سراسر ورق جان شکل می‌گیرد، ادامه بحث بر اساس توازی نوارهای کششی در سرتاسر ورق جان در بازه مورد بحث مورد بررسی قرار می‌گیرد (تا ۳۰ درصد عدم اتصال) که نتیجه آن برابری زاویه α_1 و α_2 که از این به بعد α نامیده می‌شود، می‌باشد.

$$F_{X-ave} = \sigma_y \times \sin(\alpha) \times \cos(\alpha) \times t_w \quad (1)$$

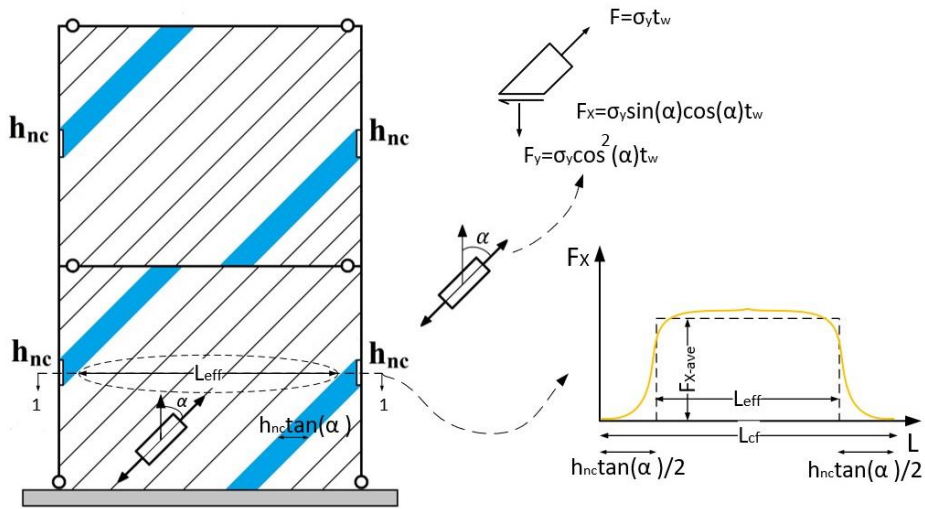
حاصل ضرب مقدار متوسط جریان برشی در طول پله مشخص شده در شکل (۱۲) (l_{eff}) ، برابر با مقاومت برشی بسیج شده در ورق جان می‌باشد. در این صورت بر اساس جزئیات ارائه شده در شکل (۱۲) مقدار طول مؤثر تنش در مقطع ۱-۱ دیوار برشی از رابطه (۲) قابل محاسبه می‌باشد.

$$L_{eff} = L_{cf} - h_{nc} \tan(\alpha) \quad (2)$$



شکل ۱۱- توزیع جریان برشی در سطح مقطع ۱-۱ معرفی شده در شکل (۱۰) به صورت تابعی از درصد دررفت طبقه





شکل ۱۲- توزیع شماییک جریان برشی در در امتداد مقطع معرفی شده ۱-۱

انرژی کرنشی در رابطه حداقل کار لحاظ کرد. انرژی کرنشی ذخیره شده در ورق جان دیوار برابر است با:

$$W_{Web-nc} = \int \frac{\sigma^2}{2E} dV \quad (3)$$

با استفاده از فرض توازی نوارهای کششی و استفاده از رابطه تعادل، رابطه زیر بین نیروی برشی وارد بر طبقه و تنش نوارهای کششی برقرار است:

$$\sigma = \frac{V_m}{(L - h_{nc} \tan(\alpha)) \sin(\alpha) \cos(\alpha) t_w} \quad (4)$$

حجم مؤثر ورق جان در تحمل تنش برابر است با:

$$V = h t_w (L - h_{nc} \tan(\alpha)) \quad (5)$$

در نهایت انرژی کرنشی ذخیره شده در ورق جان به شرح زیر می‌باشد:

$$W_{Web-nc} = \frac{V_m^2 h (1 + \tan^2(\alpha))^2}{2E t_w (L - h_{nc} \tan(\alpha)) \tan^2(\alpha)} \quad (6)$$

با توجه به قضیه حداقل کار، مقدار بحرانی زاویه α با حداقل کردن انرژی کرنشی ذخیره شده در ورق جان از طریق مشتق گیری نسبت به زاویه α و برابر صفر دادن حاصل، مطابق رابطه محاسبه (۷) می‌گردد.

$$\frac{\partial W_{Total}}{\partial \alpha} = 0 \rightarrow \quad (7)$$

$$\frac{d}{d\alpha} \left(\frac{V_m^2}{2E} \left[\frac{h(1 + \tan^2(\alpha))^2}{t_w (L - h_{nc} \tan(\alpha)) \tan^2(\alpha)} \right] \right) = 0$$

گام بعدی، محاسبه زاویه تشکیل میدان کششی در ورق جان می‌باشد. زاویه تشکیل میدان کششی در ورق جان دیوارهای برشی سخت نشده برای اولین بار توسط Thorburn و Kulak [۲۹] و سپس با انجام اصلاحاتی توسط Timler و Kulak [۳۰] بر اساس روش کار حداقل ارائه گردید و نتایج کار آنها مورد استفاده آیین نامه AISC 341 [۳۱] قرار گرفت. می‌دانیم که تعادل سازه‌های معین از طریق معادلات استاتیکی برقرار می‌شود. در سازه‌های نامعین معادلات استاتیکی برای تحلیل سیستم کافی نبوده و نیاز به معادلات سازگاری نیز می‌باشد. در عمل، تعادل سازه‌های نامعین به صورتی برقرار می‌شود که انرژی کرنشی در آن حداقل گردد.

از این رو در این مطالعه نیز از روش کار حداقل برای محاسبه زاویه تشکیل میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به قسمت میانی المان‌های مرزی قائم با فرض نسبت عدم اتصال کوچکتر از ۳۰ درصد (که تضمین کننده شکل گیری نوارهای موازی در ورق جان دیوار برشی می‌باشد) استفاده می‌شود. از آنجا که المان‌های مرزی غالباً به نحوی طراحی می‌شوند که از سختی و مقاومت کافی برخوردار باشند، می‌توان آنها را به عنوان المان‌های صلب و بدون ذخیره انرژی کرنشی در نظر گرفت [۱۶] که البته در دیوار برشی پیشنهادی، کاهش تقاضای سختی مورد نیاز المان‌های مرزی قائم نسبت به مقدار لازم در آیین نامه AISC 341 [۳۱] تسهیل کننده این فرض می‌باشد.

با این توضیح زاویه جهت گیری میدان کشش در ورق جان را می‌توان تنها با لحاظ کردن سطح مؤثر ورق جان در محاسبات

$$A \tan^3(\alpha) + B \tan^2(\alpha) + C \tan(\alpha) + D = 0; \quad (9)$$

$$A = -\frac{h_{nc}}{h}, \quad B = 2\frac{L}{h}, \quad C = 3\frac{h_{nc}}{h}, \quad D = -2\frac{L}{h}$$

لازم به توضیح است که V در جدول (۴) مقدار دقیق مقاومت برشی ورق جان بر اساس محاسبه مساحت زیر نمودار شکل (۱۱) در دریافت ۰/۶ درصد می‌باشد و $F_{X-ave} \times L_{eff}$ (kgf) مقدار پیش بینی شده مقاومت برشی ورق جان بر اساس روش پیشنهادی می‌باشد. همانطور که جدول (۴) نشان می‌دهد، این روش در محدوده مورد استفاده از دقت بسیار بالایی برخوردار می‌باشد. شکل (۱۳) نیز تطابق روش پیشنهادی با توزیع جریان برشی در مقطع میانی ورق جان (۱-۱) را به خوبی نشان می‌دهد.

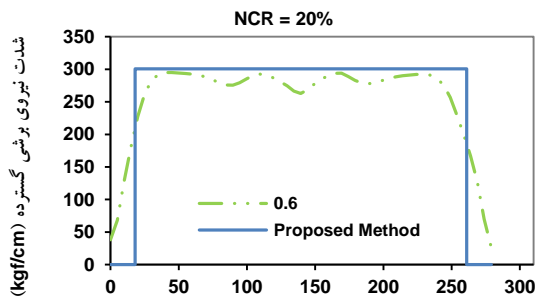
پس از محاسبه جملات حاصل از مشتق گیری، مطابق رابطه (۸) و ساده سازی آن، رابطه درجه ۳ برحسب $\tan(\alpha)$ با ضرایب ثابت که تابعی از مشخصات هندسی ورق جان می‌باشد، مطابق رابطه (۹) محاسبه می‌گردد.

$$(1 + \tan^2(\alpha))^2 h \times \frac{(-h_{nc} \tan^3(\alpha) + 2L \tan^2(\alpha) + 3h_{nc} \tan(\alpha) - 2L)}{(L - h_{nc} \tan(\alpha))^2 t_w \tan^3(\alpha)} \quad (10)$$

حال با توجه به نتایج ارائه شده در شکل (۱۱) و روش پیشنهادی برای تعیین مقاومت برشی ورق جان که در شکل (۱۲) ارائه گردیده است، در جدول (۴) و شکل (۱۳) به صحت سنجی روابط (۱)، (۲) و (۹) پرداخته می‌شود.

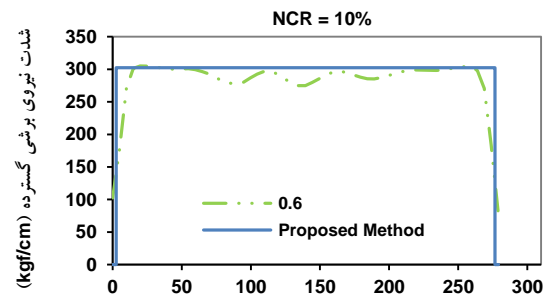
جدول ۴- صحت سنجی روابط (۱)، (۲) و (۹)

خطا (%)	$F_{X-ave} \times L_{eff}$ (kgf)	V (kgf)	F_{X-ave} (kgf/cm)	L_{eff} (cm)	$\tan(\alpha)$	L_{cf} (cm)	L (cm)	h (cm)	NCR (%)
۴/۲	۸۲۸۳۰/۲	۷۹۴۲۹	۳۰۲/۳	۲۷۴	۰/۹۴۳	۳۱۰	۳۴۲	۳۸۲	۱۰
۱/۲	۷۳۰۴۶	۷۲۱۲۸	۳۰۰/۶	۲۴۳	۰/۸۸۴	۳۱۰	۳۴۲	۳۸۲	۲۰
۰/۷	۶۴۲۱۶	۶۴۶۶۰	۲۹۷/۳	۲۱۶	۰/۸۲۴	۳۱۰	۳۴۲	۳۸۲	۳۰



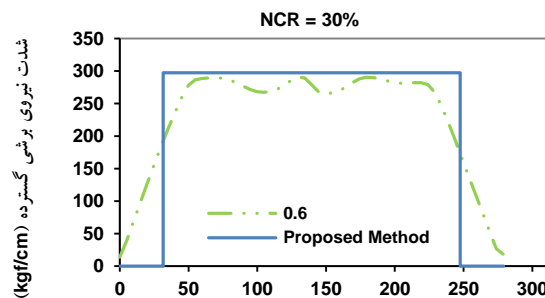
در امتداد مقطع ۱-۱ (سانتی متر)

L2 (ب)



در امتداد مقطع ۱-۱ (سانتی متر)

L1 (الف)



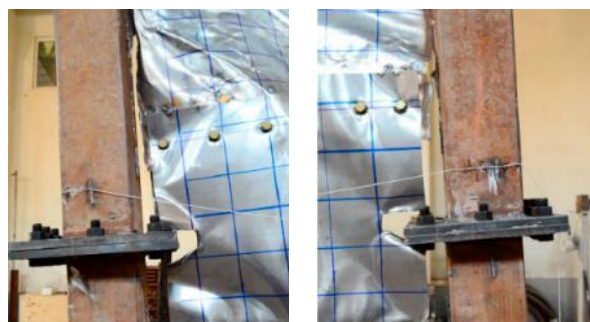
در امتداد مقطع ۱-۱ (سانتی متر)

L3 (ج)

شکل ۱۳- تطابق روش پیشنهادی با توزیع جریان برشی در مقطع میانی ورق جان (۱-۱)

۶- جزئیات اجرایی ناحیه عدم اتصال ورق جان

یک نکته قابل توجه در بحث اتصال ورق جان به المان مرزی قائم، بحث تمرکز تنش در محل شروع عدم اتصال ورق جان می‌باشد. شکل (۱۴) پارگی و جدایش این قسمت از ورق جان را به عنوان یکی از حالت‌های خرابی مشاهده شده در نمونه مورد بررسی در بند ۴، نشان می‌دهد. لازم به توضیح است علی‌رغم این جدایش، نمونه رفتار چرخه‌ای شکل پذیری [۳] و [۲۷] از خود نشان داده است. همچنین بررسی توزیع کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) به عنوان یک پارامتر پیش بینی کننده خرابی در مدل‌های توسعه داده شده در این مقاله نیز نمایانگر اختلاف قابل توجه مقادیر این پارامتر در مجاورت نواحی شروع عدم اتصال نسبت به سایر نواحی در ورق جان می‌باشد. مشاهدات فوق بیانگر نیاز به ارائه جزئیات مناسب در این ناحیه و یا محدود کردن ظرفیت تغییر مکان جانبی این سیستم جهت کنترل این حالت خرابی می‌باشد که به عنوان پژوهشی تکمیلی در ادامه قابل بررسی می‌باشد.



الف) مجاورت المان مرزی قائم سمت راست
ب) مجاورت المان مرزی قائم سمت چپ

شکل ۱۴- جدایش ورق جان در مجاورت ناحیه عدم اتصال از ستون‌های پیرامونی در نمونه آزمایشگاهی [۳]

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از مدل سازی اجزاء محدود و بررسی آزمایشگاهی، به بررسی کیفیت تشکیل میدان کششی در ورق جان دیوارهای برشی فولادی با عدم اتصال کامل ورق جان به قسمت میانی المان مرزی قائم پرداخته شده است. اهم نتایج به دست آمده در این بررسی به شرح زیر می‌باشد:

- عدم اتصال ورق جان به المان مرزی قائم در قسمت میانی منجر به تغییر جهت نوارهای کششی ایجاد شده در ورق جان می‌گردد.

- اثر این عدم اتصال بر انحراف از شکل گیری نوارهای کششی تا نسبت عدم اتصال ۳۰٪ قابل صرف نظر کردن می‌باشد و در نسبت‌های بالاتر عدم اتصال، ورق جان به دو ناحیه با جهت گیری متفاوت نوارهای کششی، قابل تفکیک می‌باشد.

- برای اندازه گیری زاویه نوارهای کششی در ورق جان تا نسبت عدم اتصال ۳۰٪ با استفاده از روش حداقل کار، رابطه‌ای تحلیلی ارائه شد.

- برای تعیین مقاومت برشی ورق جان تا نسبت عدم اتصال ۳۰٪، رابطه‌ای تحلیلی ارائه گردید و هر دو رابطه فوق با استفاده از مدل‌سازی عددی مورد راستی آزمایی قرار گرفت و نتایج، نمایش دهنده دقت بالای این روابط در پیش بینی رفتار ورق جان می‌باشد.

۷- مراجع

- [1] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic behavior and design of steel plate shear walls", Steel TIPS Report-Structural Steel Educational Council, Moraga, California.
- [2] Shekastehband, B., Azaraxsh, A.A., Showkati, H. and Pavir, A. (2017), "Behavior of semi-supported steel shear walls: experimental and numerical simulations", Engineering Structures, Vol. 135, pp. 161-176.
- [3] Hajimirsadeghi, M., Mirtaheri, M., Zandi, A.P. and Hariri-Ardebilil, M.A. (2019), "Experimental cyclic test and failure modes of a full scale enhanced modular steel plate shear wall", Engineering Failure Analysis, Vol. 95, pp. 283-288.
- [4] Paslar, N., Farzampour, A. and Hatami, F. (2020), "Investigation of the infill plate boundary condition effects on the overall performance of the steel plate shear walls with circular openings", Structures, Vol. 27, pp. 824-836.
- [5] Cui, J.C., Xu, J.D., Xu, Z.R. and Huo, T. (2020), "Cyclic behavior study of high load-bearing capacity steel plate shear wall", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 172, pp. 106-178.
- [6] Berman, J.W., Lowes, L.N., Okazaki, T., Bruneau, M., Tsai, K.C., Driver, R.G., Sabelli, R. and Moore W.P. (2008), "Research needs and future directions for steel plate shear walls", In Proceeding of the Structures Congress.
- [7] Vian, D. and Bruneau, M. (2005), "Steel plate walls for seismic design and retrofit of building structures", Technical Report MCEER-05-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- [8] Berman, J.W. and Bruneau, M. (2003), "Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls for the seismic retrofit of buildings", Technical Report MCEER-03-001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- [9] Matteis, G.De., Mazzolani, F.M. and Panico, S. (2008), "Experimental tests on pure aluminum shear panels with welded stiffeners", Engineering Structures, Vol. 30, pp. 1734-1744.

- [24] Li, C.H., Tsai, K.C. and Lee, H.C. (2014), "Seismic design and testing of the bottom vertical boundary elements in steel plate shear walls, part 2: experimental studies", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 43, pp. 2155-2177.
- [25] Driver, R.G, Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1997), "Seismic behavior of steel plate shear walls", *Structural Engineering Rep. No. 215*, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Alberta.
- [26] Webster, D.J., Berman, J.W. and Lowes, L.N. (2014), "Experimental investigation of SPSW web plate stress field development and vertical boundary element demand", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, pp. 785-796.
- [27] حاجی میرصادقی، م. (۱۳۹۳)، "ارزیابی تحلیلی و تجربی پانل‌های برشی مدولار فولادی با عناصر مرزی مستقل از ستون برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.
- [28] Krawinkler, H. (1992), Report No. ATC 24: Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures.
- [29] Thorburn L.J. (1982), "Analysis and design of steel shear wall Systems", Master Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton.
- [30] Timler, P.A. (1984), "Experimental study of steel plate shear walls", Master Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton.
- [31] AISC 341, (2016), "Seismic provisions for structural steel building", American Institute of Steel Construction.
- [10] بافته‌چی، ه. (۱۳۹۳)، "ارزیابی تحلیلی و تجربی پانل‌های برشی آلومینیومی برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.
- [11] Astaneh-Asl, A. (2002), "Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls", *Steel TIPS Report*, Structural Steel Educational Council, Moraga, California.
- [12] Hitaka, T. and Matsui, C. (2003), "Experimental study on steel shear wall with slits", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 586-595.
- [13] Li, C.H., Tsai, K.C., Lin, C.H. and Chen, P.C. (2010), "Cyclic tests of four two story narrow steel plate shear walls, part 2: experimental results and design implications", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, pp. 801-826.
- [14] Jahanpour, A., Jonson, J. and Moharrami, H. (2012), "Seismic behavior of semi-supported steel shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 74, pp. 118-133.
- [15] Qian, X. (2017), "Development of a high-performance steel plate shear wall system with an innovative gusset plate moment connection", Ph.D. Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- [16] Choi, I.R. and Park, H.G. (2009), "Steel plate shear walls with various infill plate designs", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, pp. 785-796.
- [17] Guo, L., Rong, Q., Ma, X. and Zhang, S. (2011), "Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 11, pp. 467-479.
- [18] Zhao, Q. and Astaneh-Asl, A. (2004), "Cyclic behavior of an innovative steel shear wall system", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2576.
- [19] Choi, I.R. and Park, H.G. (2010), "Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, pp. 654-664.
- [20] Dastfan, M. (2011), "Ductile Steel Plate Shear Walls with PEC Columns", Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton.
- [21] Wei, M.W., Liew, J.Y.R. and Fu, X.Y. (2017), "Panel action of novel partially connected buckling-restrained steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 128, pp. 483-497.
- [22] Paslar, N., Farzampour, A. and Hatami, F. (2020), "Infill plate interconnection effects on the structural behavior of steel plate shear walls", *Thin-Walled Structures*, Vol. 149, pp. 106-621.
- [23] Berman, J.W. and Bruneau, M. (2008), "Capacity design of vertical boundary elements in steel plate shear walls", *Engineering Journal American Institute of Steel Construction*, Vol. 45, pp. 57-71.

پی نوشت

- 1 Shell
- 2 Abaqus S4R Element
- 3 Tie
- 4 Fish plate
- 5 Plateau



پیشنهاد شاخص تعمیرپذیری قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز‌گرا پس کشیده تحت زلزله‌های دور از گسل

محمد باوندی^۱، عبدالرضا سروقدمقدم^{۲*}، محمد رضا منصوری^۳، آرمین عظیمی نژاد^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

۲- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۹۵۳۷۱۴۴۵۳، moghadam@iiees.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۵/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۰)

چکیده

سیستم‌های رایج مقاوم در برابر نیروی زلزله، اغلب رفتار غیر الاستیکی را طی یک زلزله بزرگ در نقاطی از سازه تجربه می‌کنند و در نهایت موجب تغییر شکل باقیمانده و خرابی در سازه می‌شوند. تعمیر این خرابی‌ها مقرون به صرفه نمی‌باشد و گاه‌ها به تخریب سازه منجر می‌شود. بنابراین، استفاده از سازه‌هایی با قابلیت تمرکز خسارت بر روی عناصر قابل تعویض، که منجر به کاهش خسارت زلزله می‌شود، بسیار مهم است. با توجه به اهمیت عملکرد سازه‌های مرکز‌گرا در کاهش خسارت آنها در برابر زلزله‌های مختلف، در این تحقیق به تدوین شاخص تعمیرپذیری ساختمان‌های دارای اتصالات مرکز‌گرای پس کشیده پرداخته شده است. بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمانی تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله حداکثر دوران اتصال آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه تجاوز نکند. بر این اساس داده‌های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES برحسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش‌بینی شده گارلوک برای هر سطح شتاب، میزان بازشدگی اتصال بر باز شدگی سطح DBE تقسیم خواهد شد. منحنی حاصل شاخص تعمیرپذیری بر حسب شتاب طیفی نشان می‌دهد که این میزان اگر کوچک‌تر از یک باشد هدف تعمیرپذیری تامین خواهد شد. برای بررسی خسارت نبشی‌ها، شاخص شکست نبشی با توجه به منحنی شکنندگی تعیین و شدت خسارت در هر ساختمان بر حسب رابطه‌ای بیان شده است.

واژگان کلیدی

اتصالات مرکز‌گرا، شاخص تعمیرپذیری، تحلیل دینامیکی افزاینده، بازشدگی اتصال، قابلیت استفاده بی‌وقفه

The proposal of the repairability index for post-tensioned self-centering steel moment frames under far-field earthquakes

M. Bavandi, A.S. Moghadam, M.R. Mansoori, A. Aziminejad

Abstract

Conventional earthquake-resistant systems, often experience inelastic behavior in a part of the structure during a large earthquake and eventually causing residual deformation and damage to the structure. Repairing these damages is unaffordable and often leads to structure destruction. Therefore, the use of structures with the ability to focus damage on interchangeable elements, which leads to reduced earthquake damage, is very important. Due to the importance of the performance of self-centering structures to reduce their damage against various earthquakes, in this study, the repairability index of buildings with post-tensioned self-centering connections has been developed. According to the 12 models of the studied building, a building that can be repaired, that the maximum rotation in its connection after the earthquake does not exceed the rotation of the immediate occupancy performance. Based on this, the output data of IDA analysis in OPENSEES were drawn according to the connection rotation-spectral acceleration. According to the predicted performance levels of Garlock for each acceleration level, the value of the connection opening is divided by the opening of the DBE level. The resulting curve shows the repairability index according to spectral acceleration, which if less than one, the repairability target is achieved. To evaluate the damage of angles, the failure index of the angle is determined according to the fragility curve and the intensity of damage in each building is expressed according to an equation.

Keywords

Self-centering connection, Repairable index, Incremental dynamic analysis, Connection opening, Immediate occupancy performance

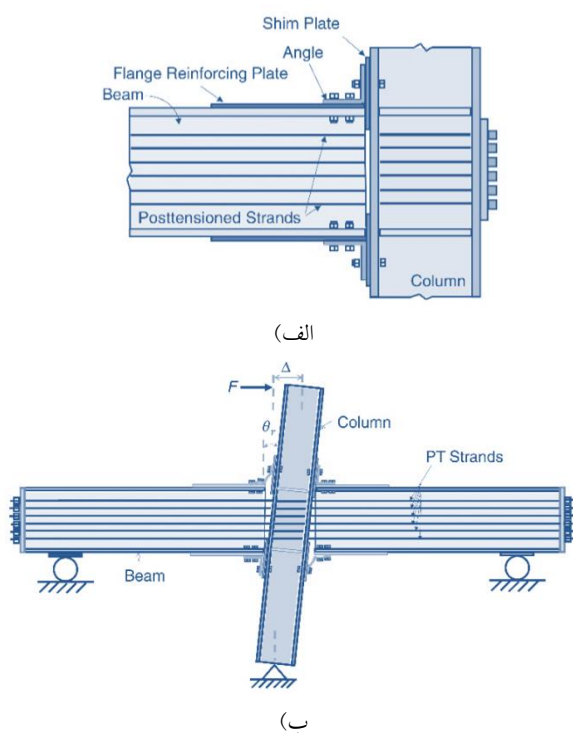
اگرچه در زلزله‌های اخیر دنیا، سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط لرزه‌ای موجود، در حفظ ایمنی افراد، مناسب عمل کرده‌اند اما دامنه‌ی خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌ها و خسارت اقتصادی وارده، بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است. امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه‌های طراحی شده بر اساس این ضوابط، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از اینرو طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییرمکان و شکل پذیری مورد انتظار (هماهنگ با سطوح مورد انتظار) باشد، مورد توجه قرار گرفت. از مهمترین مقولات در طراحی عملکردی، داشتن تصویری روشن از مقدار خسارت وارد بر سازه طراحی شده در سطوح مختلف خطر می‌باشد. این واقعیت سبب شکل‌گیری نظریه استفاده از المان‌های جاذب انرژی شد. این المان‌ها با مفهوم هدایت خسارت، خسارت را به مکان‌های تعمیرپذیر هدایت می‌نمایند. در این صورت پس از وقوع زلزله با تعویض این المان‌ها می‌توان مجدداً از سازه بهره‌برداری نمود. این تعمیرپذیری در ابعاد اقتصادی و زمانی حداکثر بازده را دارا می‌باشد. بنابراین محدود نمودن این آسیب‌ها و یا متمرکز ساختن آن‌ها در یک ناحیه و یا اعضاء خاص، یک هدف مطلوب در طرح لرزه‌ای سازه خواهد بود. استفاده از "فیوز سازه‌ای" در کنار سیستم سازه یکی از راهکارهای رسیدن به این هدف است. در این گونه سیستم‌های سازه‌ای، اعضاء فیوز پیش از دیگر اعضاء وارد رفتار غیرالاستیک شده و سبب افزایش استهلاک انرژی لرزه‌ای در سازه می‌شود. حالت ایده‌آل این فیوزها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض هستند، به طوری که بتوان آن‌ها را پس از رخ داد زلزله و آسیب، به راحتی با اعضاء جدید تعویض نمود. با تعویض فیوزهای آسیب دیده در صورتی که اعضاء اصلی سازه در حد الاستیک باقی مانده باشند، ساختمان به حالت اولیه خود بازگشته و تغییرشکل‌های ماندگار طبقه نیز از بین خواهد رفت. در این حالت زمان و هزینه تعمیر ساختمان پایین بوده و ساختمان در کمترین مدت به خدمت رسانی خود باز می‌گردد. **Pekcan** و همکارانش [۱] جهت افزایش ویژگی برگشت پذیری در سازه‌هایی با سیستم تعمیرپذیر از کابل‌های پس تنیده که در کف سازه به پی متصل می‌شوند، استفاده کردند. به این ترتیب سیستم تعمیرپذیر به دلیل وجود کابل‌های پس تنیده، تمایل برگشت به حالت اولیه را حتی بعد از جابجایی‌های بزرگ، خواهد داشت. **Christopoulos** و همکارانش [۲] سیستم

مرکز گرا با چرخه‌های پرچم شکل در نظر گرفته‌اند. با توجه به ناحیه زیر منحنی چرخه‌ای، انرژی مستهلک شده و رفتار پرچمی شکل، ویژگی برگشت‌پذیری را در این سیستم نشان می‌دهد. **Hitaka** و همکارانش [۳] برای از بین بردن انرژی لرزه‌ای و اطمینان از تعمیر آسان پس از خسارت ناشی از زلزله، پانل‌های برشی به عنوان فیوز در سیستم مقاوم جانبی را مورد استفاده قرار داده‌اند. **Eatherton** و همکارانش [۴] مشاهده کرده‌اند ادغام اثر فیوز قابل تعویض و کابل‌های پس تنیده و حرکت گهواره‌ای در سیستم تعمیرپذیر سیستم خسارت کنترل شده یک پاسخ چرخه‌ای پرچمی شکل دارد که مشخصه ویژگی برگشت پذیری سیستم است. در ادامه **Eatherton** و همکارانش [۵] دریافتند نیروی پس تنیدگی هنگام برکنش ستون، با نیروی اولیه در کابل‌های پس تنیده و واژگونی موثر ابعاد دهانه قاب با امکان حرکت گهواره‌ای، متناسب است. سیستم‌های مختلف سازه‌ای با قابلیت برگشت پذیری سریع ساختمان به خدمت رسانی از جمله گسترش و استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با بادبندهای کم‌انرژی تاب تعویض شونده [۹-۶]، سیستم‌های سازه‌های مرکزگرا [۱۲-۱۰]، ادوات مستهلک کننده **FUSEIS1** و **FUSEIS2** [۱۳ و ۱۴] و سیستم قاب باستون پیوند شده (**LCF**) [۱۵] نمونه‌هایی از اینگونه سیستم‌های تعمیرپذیر هستند. در اتصالات مرکز گرای فولادی مطابق شکل (۱)، کابل‌های پس کشیده با مقاومت بالا به موازات محور تیر تعبیه شده‌اند و بال‌های تیر را در مقابل بال‌های ستون فشرده می‌کنند. تحت گشتاور خمشی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای، بازشدگی در سطح مشترک بال کششی تیر و بال ستون ایجاد می‌گردد. هنگامی که گشتاور خمشی به صفر برسد، بازشدگی نیز به صفر رسیده و تغییرشکل دائمی در سازه به وجود نمی‌آید. مهمترین مزیت اتصال تیر به ستون پس کشیده با نبشی فوقانی و تحتانی آن است که تیرها و ستون‌ها در کلیه مراحل بارگذاری ارتجاعی باقی می‌مانند، در حالیکه نبشی‌های فوقانی و تحتانی رفتار خمیری داشته و انرژی را مستهلک می‌کنند.

به منظور کنترل میزان خسارت و اقلان هدف تعمیرپذیری سازه، محققین شاخص‌های بسیاری را معرفی نموده‌اند، که هر یک به گونه‌ای میزان خسارت وارد بر سازه را تخمین می‌زند. این شاخص‌ها را می‌توان به سه دسته تقسیم نمود: دسته اول شاخص‌هایی که براساس بیشترین تغییرشکل تجربه شده‌ی سازه می‌باشند، مانند بیشترین تغییرمکان نسبی طبقات [۱۶] و بیشترین نسبت شکل پذیری طبقات [۱۷]. دسته دوم شاخص‌هایی



زلزله‌های مختلف پرداختند. Maleki و همکارانش [۲۸] ارزیابی احتمالی لرزه‌ای SMFها با اتصالات فلنج سوراخ شده تحت زلزله‌های نزدیک به گسل را مورد ارزیابی قرار دادند. Rad و همکارانش [۲۹] بر روی ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی همراه با آلیاژهای حافظه‌دار در اتصالات آنها کار کرده‌اند. Shams و همکارانش [۳۰] توسعه یک ساختمان مرکز گرا ترکیبی با مفهوم تاب آوری لرزه‌ای را ارائه دادند. Salehi و همکارانش [۳۱] سازه مهاربندی کماتش تاب لرزه‌ای مجهز به دستگاه ترکیبی در پایه را مورد مطالعه قرار دادند.



شکل ۱- الف) شکل شماتیک اتصال مورد بررسی و ب) نحوه بارگذاری آن در آزمایشگاه [۳۴]

در این تحقیق ضمن اعتبار سنجی شش نمونه اتصال صلیبی مرکز گرا تیر به ستون طبق مقالات [۳۲] Garlock، [۳۳] Ricles و [۳۴] Moradi، با توجه به متدولوژی Garlock و همکارانش [۳۵]، دوران‌های متناسب با سطوح خطر و همچنین سطوح عملکردی دو ساختمان ۳ و ۹ طبقه با اتصالات مرکز گرا مطابق گزارش SAC [۳۶] محاسبه شده است. پارامتر حداکثر بازشدگی اتصال تحت ۱۱ زوج زلزله انتخابی طبق FEMA P695 [۳۷] محاسبه شده است. علت انتخاب این نوع زلزله بررسی رفتار این شاخص در مقابل نوع خاصی از زمین لرزه‌ها می‌باشد و در ادامه تحقیق می‌شود برای زلزله‌های نزدیک گسل هم تحلیل‌های

بر اساس خسارت تجمعی می‌باشند که از آن میان می‌توان به شاخص خسارت Ghoobarah که بر پایه تحلیل بارافزون می‌باشد [۱۸] و شاخص خسارت Chai و همکارانش بر اساس انرژی ورودی اشاره نمود [۱۹]. دسته‌ی سوم شاخص‌هایی هستند که ترکیبی از ماکزیمم تغییر شکل و خسارت تجمعی می‌باشند، که از آن میان می‌توان به شاخص خسارت Park و Ang [۲۰] و Banon و Veneziano [۲۱] اشاره نمود. از دیگر شاخص‌های خسارت معرفی شده توسط محققین در سال‌های اخیر می‌توان به تحقیق Faleiro و همکارانش [۲۲] اشاره نمود که با استفاده از انرژی پلاستیک در مفاصل پلاستیک به ارائه شاخصی برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر قاب‌های بتن مسلح پرداختند، البته لازم به ذکر است که، در این تحقیق از ایده‌ی مفصل پلاستیک متمرکز استفاده شده که در مورد سازه‌های بتن مسلح به علت پدیده‌ی ترک خوردگی نمی‌تواند رفتار واقعی سازه را به شکل مطلوب مدل‌سازی کند. Zhang و همکارانش [۲۳] با استفاده از روش مقایسه نیرو و ترکیبی از انرژی و تغییر مکان سازه (دسته سوم) شاخصی را معرفی نمودند و به مقایسه نتایج حاصل این شاخص با استفاده از انجام تحلیل تاریخچه زمانی و ترکیب جذر مجموع مربعات حاصل از در نظر گرفتن سه مد اول سازه برای دو زلزله السنتر و نورث‌ریج پرداختند. در سال‌های اخیر توجه زیادی به سمت سیستم جدید خسارت کنترل شده معطوف شده است. این سیستم رفتار حرکت گهواره‌ای ساختمان‌ها را کنترل می‌کند و ظرفیت بالا و موثر جذب انرژی لرزه‌ای را به وسیله ادغام استفاده از المان‌های قابل تعویض فیوز و رفتار حرکت گهواره‌ای قاب ساختمان‌ها، ایجاد می‌کند. Eatherton و همکارانش [۲۴] دریافتند سیستم خسارت کنترل شده، پیکربندی معمولی یک قاب مهاربندی فولادی را با فیوز جهت جذب انرژی لرزه‌ای و تمرکز خسارت، کابل‌های پس تنیده قائم جهت ایجاد ویژگی برگشت پذیری در سازه برای کاهش تغییر شکل باقیمانده و امکان حرکت گهواره‌ای ادغام می‌کند. اما شاخص جدید تعمیرپذیری در این مقاله با توجه به کنترل عملکرد سازه‌های مرکز گرا در حد معینی از خسارت که از قبل پیش بینی شده است با توجه به منحنی رفتاری سازه‌ها برآورد می‌شود. Bavandi و همکارانش در سال ۱۳۹۹ [۲۵] به ارزیابی کارایی در قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پرداختند. Bavandi و همکارانش [۲۶] در سال ۲۰۲۱ تدوین شاخص جدید کارایی اتصالات مرکز گرای پس کشیده را ارائه دادند. Maleki و همکارانش [۲۷] به ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای SMRFها با اتصالات فلنج سوراخ شده با استفاده از

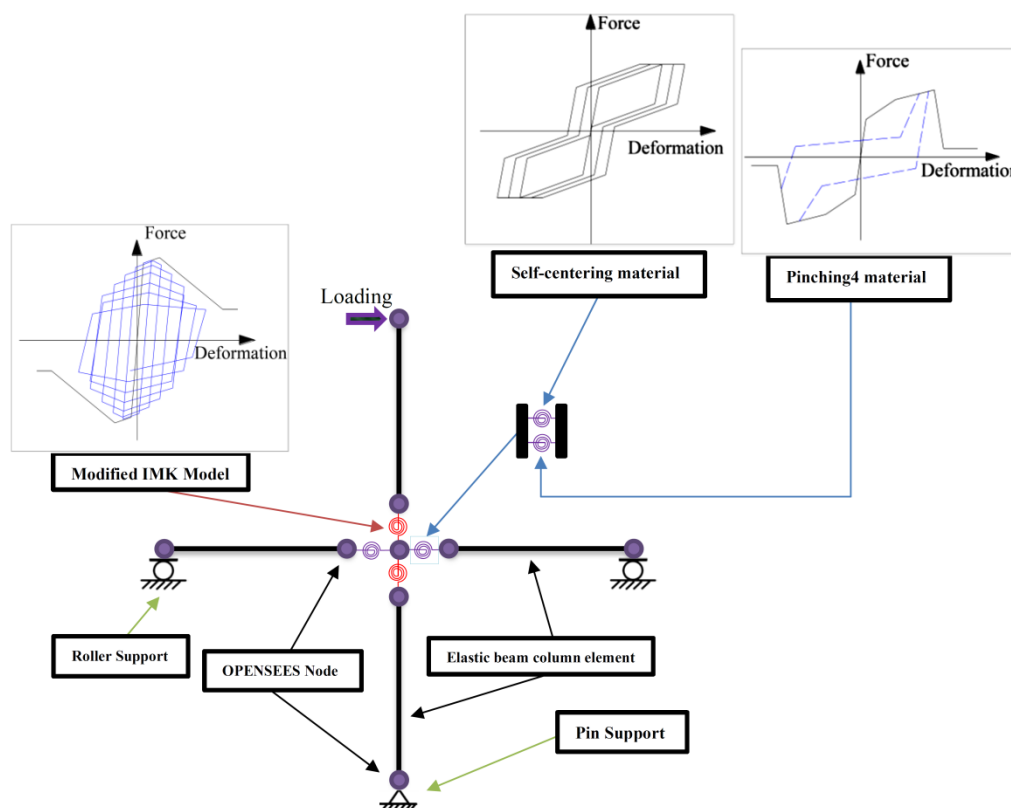
مطابق شکل (۲) می‌باشد، از جمله این مدل‌ها، مدل PC2، PC3 و PC4، Ricles [۳۳]، مدل 20s-18، Garlock [۳۲] و مدل‌های M1 و M5، Moradi [۳۴] می‌باشد. این اتصالات شامل کابل‌ها و پیچ‌های پر مقاومت، نبشی بالا و نشیمن، ورق پیشانی همچنین ورق‌های تقویتی بال تیر می‌باشند. تمامی اعضا به غیر از کابل‌ها و پیچ‌ها از فولاد ASTM A572 رده ۵۰ ساخته شده‌اند. پیچ‌ها از فولاد ASTM A490 و کابل‌ها از فولاد ASTM A416 هستند [۳۲-۳۴]. مدول الاستیسیته و نسبت پواسون المان‌ها به ترتیب ۲۰۰ GPa و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. مدل سازی مطابق شکل (۳) در نرم افزار OpenSEES [۳۷] انجام شده است. در مدل سازی از المان‌های الاستیک برای تیر و ستون استفاده شده و در محل اتصال تیر به ستون از المان‌های موازی با مصالح Self-centering و Pinching4 [۳۸] و اتصال ستون‌ها با استفاده از مصالح Ibarra-Krawinkler [۳۸ و ۳۹] تعریف شده است، تیرها بر روی تکیه‌گاه غلتکی و ستون بر تکیه‌گاه مفصلی قرار دارد. چهار مدل اول با نمودار چرخه‌ای با توجه به پروتکل‌های بارگذاری در مراجع ذکر شده [۳۲ و ۳۳] و دو مدل Moradi [۳۴] با توجه به منحنی رفتاری و تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

پیش‌رو را انجام داد.

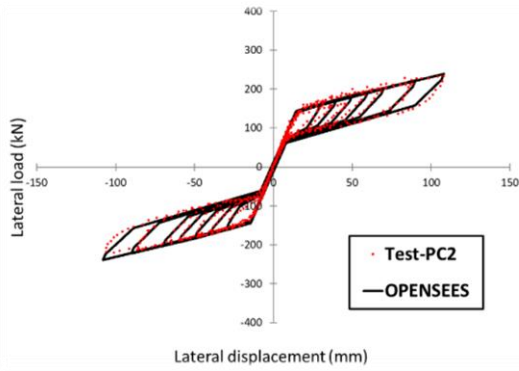
بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمانی تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله، دوران آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی‌وقته تجاوز نکند. در این سطح مطابق مطالعات آزمایشگاهی Garlock فقط نبشی‌ها که عناصر مستهلک کننده انرژی هستند آسیب می‌بینند. بر این اساس داده‌های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES با توجه به پراکندگی پاسخ‌ها برحسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش بینی شده Garlock برای هر سطح شتاب، میزان بازشدگی بر باز شدگی سطح DBE تقسیم خواهد شد. منحنی حاصل منحنی شاخص تعمیرپذیری بر حسب شتاب طیفی خواهد بود که این میزان اگر کوچک‌تر از یک باشد هدف تعمیر پذیری تامین خواهد شد. برای بررسی شکست فیوزهای سازه‌ای نبشی‌ها هم شاخص شکست نبشی با ترسیم منحنی شکنندگی تعیین و شدت خسارت در هر ساختمان بر حسب رابطه‌ای بیان شده است.

۲- اعتبار سنجی

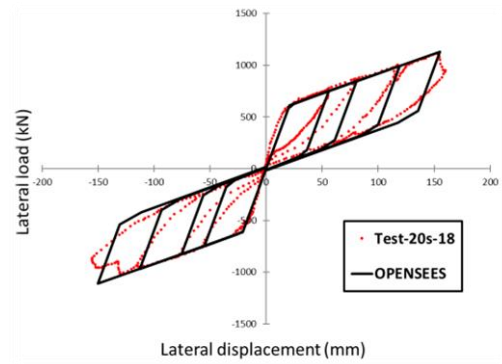
مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق شش مدل اتصال صلیبی



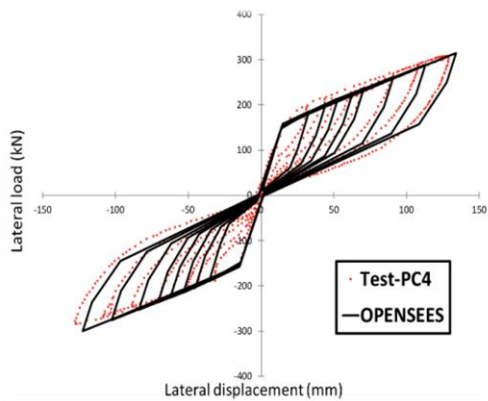
شکل ۲- شکل شماتیک اتصالات مورد بررسی در نرم افزار OpenSEES



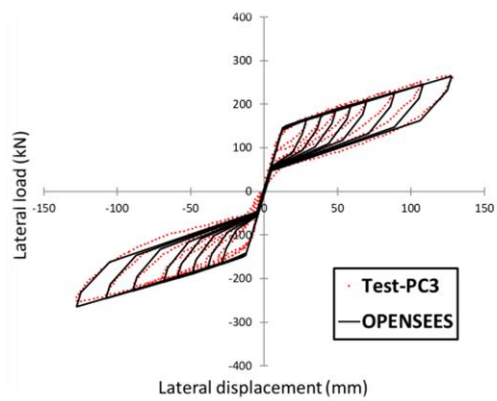
ب) نمودار چرخه‌ای مدل PC2 (Ricles)



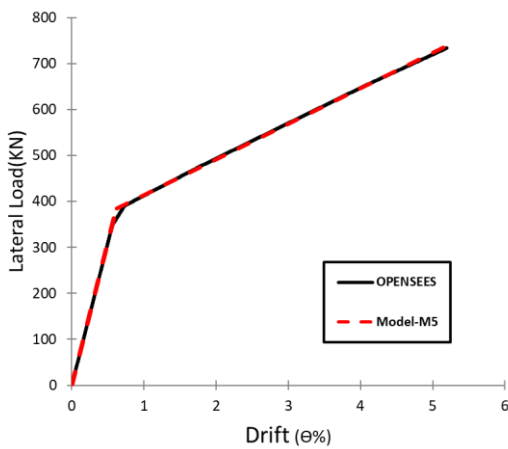
الف) نمودار چرخه‌ای مدل 20s-18 (Garlock)



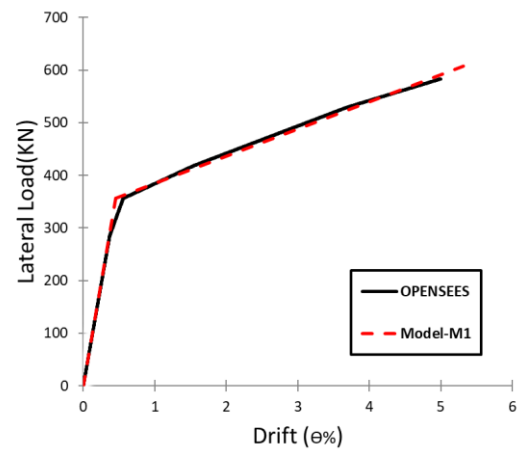
د) نمودار چرخه‌ای مدل PC4 (Ricles)



ج) نمودار چرخه‌ای مدل مدل PC3 (Ricles)



ه) نمودار رفتاری مدل M5 (Moradi)



و) نمودار رفتاری مدل M1 (Moradi)

شکل ۳- صحت سنجی شش نمونه مورد ارزیابی با نرم افزار OpenSEES [۳۲-۳۴]

نمونه‌های مدل‌سازی شده در OpenSEES با رنگ سیاه مشخص شده‌اند. در شکل (۲) دو نوع مصالح Self-centering و Pinching4 نشان داده شده است. هر یک از این مصالح با تعدادی پارامتر که عموماً نیرو و تغییر شکل که نحوه تحمل بار و خرابی را نشان می‌دهند، تعریف می‌شوند. برای تعریف مصالح

نامگذاری و ترتیب مدل‌های مورد مطالعه به صورت M1 (Model 1)، M5 (Model 2)، 20s-18 (Model 3)، PC2 (Model 4)، PC3 (Model 5)، PC4 (Model 6) می‌باشند. مطابق شکل‌های (۳)، شش نمونه اتصال صلیبی اعتبار سنجی شده است. در این اشکال نمونه‌های مرجع با رنگ قرمز و

$$\Delta_{roof,DBE} = C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des} \quad (1)$$

$$\Delta_{roof,DBE} = 1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des} \quad (2)$$

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f} \quad (3)$$

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f} \quad (4)$$

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{C_{\theta} V_{DBE}}{K_{f\Delta} h_f} \quad (5)$$

$$\theta_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{C_{\theta} V_{MCE}}{K_{f\Delta} h_f} \quad (6)$$

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} \times V_{DBE} \quad (7)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} \times V_{MCE} \quad (8)$$

$$C_{\xi} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}}}{\sqrt{1 + 25\xi}}, \text{ and } \xi_{5\%} = 0.05 \quad (9)$$

$$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{roof}} \quad (10)$$

$$C_T = \frac{T_{des}}{T_1} \quad (11)$$

مطابق روابط بالا می‌توان جابجایی نسبی بام (θ_{DBE} و θ_{MCE}) و بازشدگی حداکثر اتصال ($\theta_{r,DBE}$ و $\theta_{r,MCE}$) را در دو سطح خطر زلزله برای هر ساختمان بدست آورد.

۴- مدل‌سازی سازه

مطابق روند قبل با توجه به صحت سنجی ۶ نمونه اتصال مرکز گرا مطابق فصل گذشته در نرم افزار OpenSEES، این اتصالات در قاب‌های پیرامونی دو ساختمان سه بعدی قرار داده شده‌اند. این ساختمان‌های سه بعدی با تعداد طبقات ۳ و ۹ طبقه گزارش SAC [۳۶]، در نظر گرفته شده است. بنابراین برای هر دو ساختمان مورد نظر شش اتصال به عنوان عناصر مقاوم لرزه‌ای در قاب‌های پیرامونی قرار داده شده‌اند و به طور کلی ۱۲ مدل برای انجام ارزیابی و تحلیل انتخاب شده است. این دو ساختمان مطابق شکل (۵) بر طبق فلوجارت طراحی Garlock در سال ۲۰۰۷ [۳۵] که برای این نوع اتصالات ارائه کرده است نشان داده شده است. مقاطع تیر و ستون در هر دو ساختمان مطابق

Self-centering با چهار پارامتر مواجه خواهیم بود که به ترتیب $k1$ و $k2$ نشان دهنده سختی اولیه و سختی شوندهگی ثانویه، sigAct نقطه‌ای که نیروی ناشی از تسلیم را نشان می‌دهد و β که پارامتری بی‌بعد می‌باشد که نشان دهنده ناحیه محصور شده در حلقه هیستریسیس است. برای تعریف مصالح Pinching4 از هشت پارامتر که به ترتیب $ePf1$ تا $ePf4$ که نشان‌دهنده مقادیر نیرویی متناظر با تغییر مکان‌های $ePd1$ تا $ePd4$ که مربوط به بخش مثبت نمودار می‌باشند عموماً بخش منفی با بخش مثبت یکسان در نظر گرفته می‌شوند. برای قسمت منفی نمودار هم نیروهای $eNf1$ تا $eNf4$ متناظر با تغییر مکان‌های $eNd1$ تا $eNd4$ را خواهیم داشت. این دو مصالح مطابق جدول (۱) و (۲) به صورت فنر دورانی موازی به صورت مفصل در انتهای تیر با درصدهای مورد نیاز ترکیب شده‌اند. سایر پارامترهای در دستورالعمل OpenSEES ارائه شده است [۳۸].

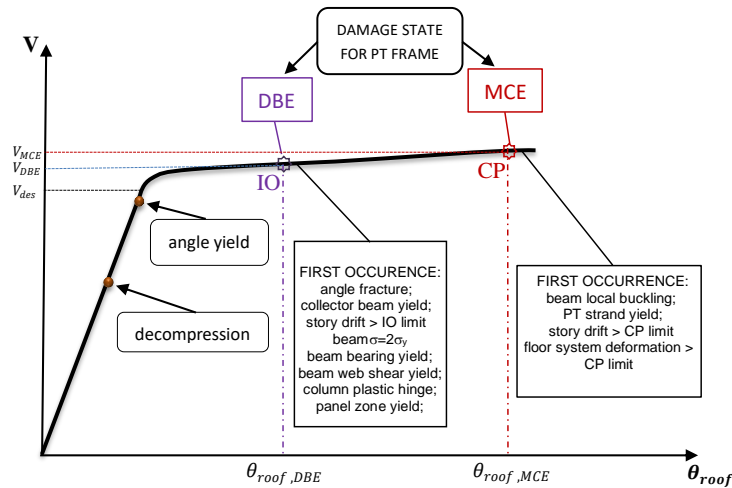
۳- تعیین پارامترهای رفتاری

مطالعات رفتاری قاب‌ها با اتصالات مرکزگرای پس کشیده توسط Garlock انجام گرفته است. متد طراحی و مراحل تعیین سطوح خطر و عملکردی این قابها در قالب روابط (۱) تا (۱۱) ارائه شده است. مطابق منحنی (۴) سطح قابلیت استفاده بی وقفه لحظه‌ای از رفتار سازه است که بعد از آن در نبشی‌ها شکست رخ می‌دهد همچنین تیرها و ستون‌ها به حد تسلیم خواهند رسید. در این متدولوژی ابتدا هر ساختمان با توجه به ساختگاه، نوع سازه و بارگذاری آن طبق روش بارجانبی معادل آیین نامه زلزله آمریکا (ELF) [۴۰] مورد ارزیابی لرزه‌ای گرفته است. سپس با توجه به تغییر شکل استاتیکی خروجی، شش پارامتر معرفی شده توسط Garlock تبدیل به دوران دو سطح خطر با احتمال رخداد زلزله با فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال (DBE)، احتمال رخداد زلزله با فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال (MCE) و یا سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، آستانه فروریزش (CP) خواهد شد. مطابق روابط (۱) تا (۱۰) این پارامترها به ترتیب C_{θ} ضریب اصلاح تغییر مکان نسبی، C_T ضریب اصلاح میرایی، C_T ضریب اصلاح زمان تناوب ساختمان، h_f ارتفاع کلی قاب مورد بررسی، $K_{f\Delta}$ سختی الاستیک اولیه قاب، Ω ضریب اضافه مقاومت، V برش پایه، R ضریب رفتار، ξ میرایی سازه، T_{des} و A_{el-des} زمان تناوب و تغییر مکان استاتیکی حاصل از مراحل ELF و T_1 زمان تناوب مود اول حاصل تحلیل مودال می‌باشد.

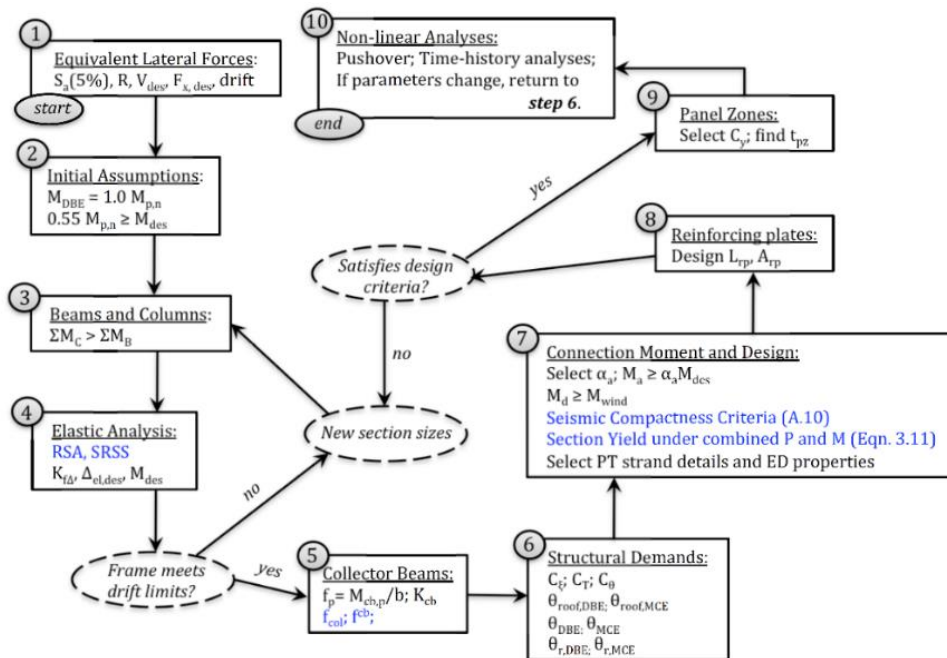


چهار قاب خارجی قرار دارند. مدل‌های مورد بررسی ساختمان اداری در شهر لس آنجلس با خطر لرزه خیزی زیاد و دارای خاک نوع سخت می‌باشند. بارهای ساختمان به صورت کلی عبارتند از دال بتنی با وزن $4/14$ کیلونیوتن بر متر مربع برای بار مرده طبقات، $4/62$ کیلونیوتن بر متر مربع بار مرده بام، 1 کیلونیوتن بر متر مربع وزن تیغه‌ها همچنین مطابق بار اداره آیین نامه لرزه‌ای آمریکا، بار زنده طبقات $2/4$ کیلونیوتن بر متر مربع و بار زنده بام $0/96$ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد.

شکل (۶) ارائه شده است. در مدل سازی از مقاطع W در هر طبقه برای تیرها و ستون‌ها استفاده شده است، همچنین در مدل‌سازی در OpenSEES [۳۸] از سازه دو بعدی معادل همراه با leaning column که اثر P-Delta را معادل سازی می‌نماید، استفاده شده است. مطابق جدول (۱) و (۲) ویژگی‌های مصالح برای شش نمونه ساختمان سه طبقه ارائه شده است. سایر ساختمان‌ها هم به طور مشابه با ساختمان‌های Garlock [۴۱] راستی آزمایی شده‌اند. اتصالات مرکزگرا مطابق شکل (۶) در هر



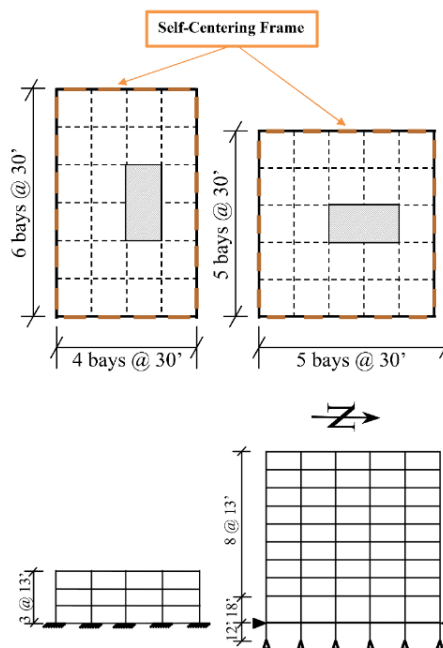
شکل ۴- منحنی رفتاری سطوح مختلف قاب‌های خمشی فولادی مرکز گرا بر اساس مطالعات Garlock در سال ۲۰۰۵ [۳۲]



شکل ۵- فلوچارت طراحی سازه‌های مرکز گرای Garlock [۳۵]

مقاطع ستون	مقاطع تیر		طبقه ۹
W14X159	W18X106	RF	
W14X159	W18X106	۹	
W14X159	W18X106	۸	
W14X233	W21X111	۷	
W14X233	W21X122	۶	
W14X233	W24X131	۵	
W14X311	W27X146	۴	
W14X311	W27X161	۳	
W14X426	W30X211	۲	
W14X233	W24X146	RF	طبقه ۳
W14X233	W24X146	۳	
W14X257	W24X146	۲	

(ب)



(الف)

شکل ۶- الف) هندسه مدل و ب) مقاطع مورد ارزیابی در تحقیق [۳۵ و ۴۰]

جدول ۱- پارامترهای مدل‌سازی مصالح Self-Centering برای ۶ نوع اتصال در سازه سه طبقه

ضریب مصالح موازی	ضرایب مصالح Self-centering				شماره مدل
	β	$sigAct$ (kN-mm)	k_2 (kN-mm/rad)	k_1 (kN-mm/rad)	
۰/۸۰	۰/۶۰	$7/10e+04$	$1/10e+08$	$2/80e+12$	M1
۰/۹۰	۰/۸۲	$8/50e+04$	$2/00e+08$	$8/60e+12$	M5
۰/۹۸	۰/۹۰	$1/28e+06$	$3/70e+07$	$3/50e+12$	20s-18
۰/۱۲	۰/۸۵	$2/30e+06$	$7/00e+07$	$2/00e+12$	PC2
۰/۲۷	۰/۸۵	$2/40e+06$	$7/10e+07$	$4/00e+12$	PC3
۰/۵۲	۰/۹۵	$1/90e+06$	$8/30e+07$	$2/00e+12$	PC4

جدول ۲- پارامترهای مدل‌سازی مصالح Pinching4 برای ۶ نوع اتصال در سازه سه طبقه

ضریب مصالح موازی	ضرایب مصالح Pinching4								شماره مدل
	ePd_4 (rad)	ePd_3 (rad)	ePd_2 (rad)	ePd_1 (rad)	ePf_4 (kN-mm)	ePf_3 (kN-mm)	ePf_2 (kN-mm)	ePf_1 (kN-mm)	
۰/۱۵	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	M1
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	M5
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	20s-18
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC2
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC3
۰/۱۵	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC4

با توجه به تحلیل مودال ۱۲ مدل ساختمان زمان تناوب طبیعی مود اول این سازه‌ها به طور متوسط به ترتیب ۰/۹۴ و ۱/۴۸ ثانیه می‌باشد.

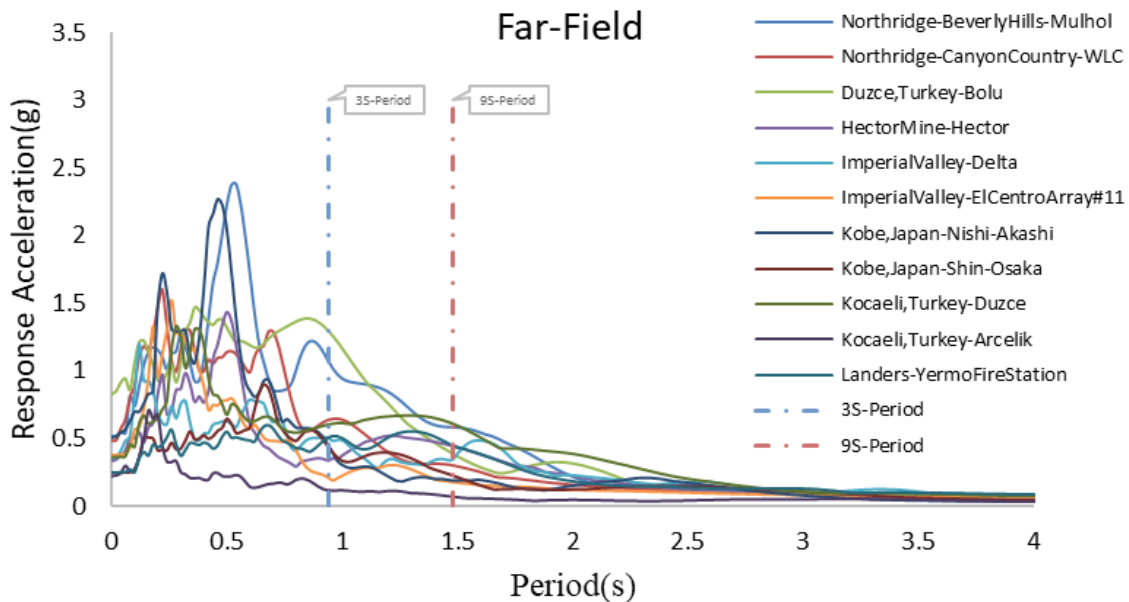
انتخاب شده است. مطابق جدول (۳) این رخدادهای انتخابی با ذکر بزرگا، نام، تاریخ، محل وقوع رخداد و حداکثر شتاب محتمل آنها ارائه شده است. در شکل (۷) طیف زلزله‌های دور از گسل همچنین زمان تناوب متوسط ساختمان‌های مورد ارزیابی نشان داده شده است.

۵- پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل دینامیکی

بر اساس گزارش FEMA P695 [۳۷]، ۱۱ زلزله دور از گسل

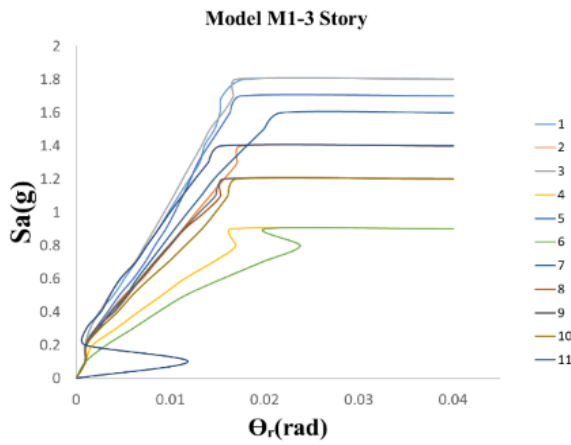
جدول ۳- رخداد زلزله، ایستگاه، ضریب مقیاس، بزرگی و شتاب زلزله دور از گسل [۳۶]

شماره رخداد	بزرگی	سال	نام	نام ایستگاه	مالکیت	حداکثر شتاب محتمل
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	USC	۰/۵۱۶
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	USC	۰/۴۸۲
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	ERD	۰/۸۲۲
۴	۷/۱	۱۹۹۹	HectorMine	Hector	SCSN	۰/۳۳۶
۵	۶/۵	۱۹۷۹	ImperialValley	Delta	UNAMUCSD	۰/۳۵۱
۶	۶/۵	۱۹۷۹	ImperialValley	ElCentroArray#11	USGS	۰/۳۷۹
۷	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE	۰/۵۰۹
۸	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE	۰/۲۴۳
۹	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD	۰/۳۵۷
۱۰	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI	۰/۲۱۸
۱۱	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo FireStation	CDMG	۰/۲۴۴

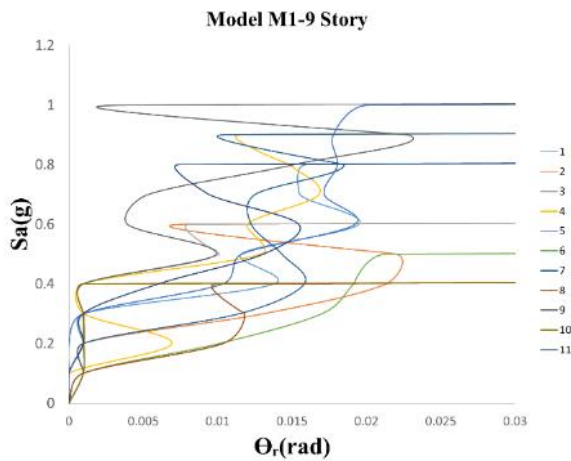


شکل ۷- طیف‌های ۱۱ زلزله دور از گسل و زمان تناوب متوسط دو ساختمان مورد مطالعه [۳۹]

جداول مقادیر پیش بینی شده دوران بام و بازشدگی اتصال بر اساس متد **Garlock** برای هر ساختمان در دو سطح خطر زلزله محاسبه شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۹- نمودار تحلیل IDA دو نمونه ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا در مقابل ۱۱ زلزله دور از گسل

جدول ۴- بازشدگی اتصال و دوران بام در دو سطح لرزه‌ای در ساختمان‌های مرکز گرا

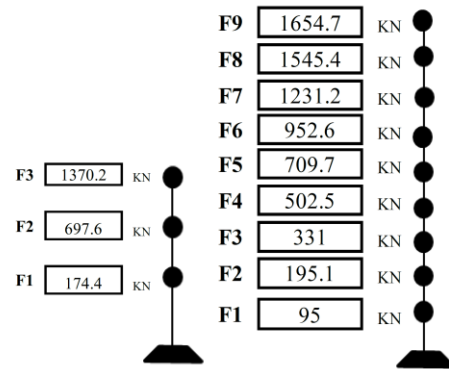
حدس پارامترهای تقاضای طراحی (rad)			
θ_r	θ_{roof}		
۰/۰۲۱	۰/۰۳۲	DBE	۳ طبقه
۰/۰۳۶	۰/۰۴۹	MCE	
۰/۰۱۷	۰/۰۲۴	DBE	۹ طبقه
۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	MCE	

در جدول (۵) ضرایب مورد نیاز برای تبدیل جابجایی

۶- تدوین شاخص تعمیر پذیری قابهای خمشی مرکز گرای پس کشیده

۶-۱- شاخص تعمیرپذیری قاب مرکز گرای پس کشیده

با توجه به شش مدل انتخابی از اتصالات مرکزگرا این اتصالات در قاب‌های پیرامونی ساختمان‌ها قرار داده شده‌اند. با توجه به روال طراحی انجام شده **Garlock** [۳۲] با ساختمان‌های مورد ارزیابی آن، راستی آزمایی شده است. بعد از اطمینان از مدل‌سازی، ابتدا بر حسب روال ELF نیروی جانبی هر ساختمان برطبق ASCE07-16 تعیین شده است. این مقادیر برای هر ساختمان مدل‌سازی شده مطابق شکل (۸) ارائه شده‌اند. خروجی این تحلیل استاتیکی برای بدست آوردن میزان دوران‌های سطوح خطر و عملکردی ساختمان در مراحل بعدی مورد نیاز خواهد بود.



شکل ۸- نیروهای استاتیکی معادل وارد بر ساختمان ۳ و ۹ طبقه مرکز گرا

در مرحله بعدی مطابق منحنی IDA مقادیر شتاب طیفی برحسب حداکثر بازشدگی اتصال محاسبه شده است. این مقادیر تا سطح عملکردی CP که در گام قبل برای هر ساختمان ارائه شده بدست آمده است. از این منحنی‌ها در گام بعدی برای تدوین شاخص تعمیرپذیری استفاده خواهد شد. منحنی‌های مذکور شامل ۶ منحنی IDA برای هر ساختمان می‌باشند که تحت ۱۱ زلزله دور از گسل قرار گرفته‌اند. به طور کلی برای دو ساختمان ۱۲ منحنی IDA و ۱۳۲ بار تحلیل IDA انجام شده است. به علت تعداد زیاد این نمودارها فقط یک نمونه از آنها را برای هر ساختمان طبق شکل (۹) نشان داده شده است.

سپس با توجه به مراحل تحلیل عملکردی طبق روابط (۱) تا (۱۱) میزان دوران بام و چرخش اتصال بر حسب تغییر مکان استاتیکی و ضرایب معرفی شده در بخش‌های قبل محاسبه شده است. این روابط به صورت جداول (۴) ارائه خواهد شد. در این

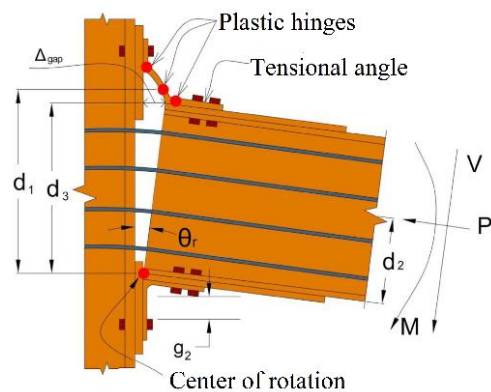
استاتیکی مستخرج شده از تحلیل استاتیکی معادل از جمله ضریب اصلاح تغییر مکان نسبی، ضریب اصلاح میرایی، ضریب اصلاح زمان تناوب، ارتفاع ساختمان و برش پایه طراحی، برای تبدیل به دوران‌های سطوح عملکردی ارائه شده‌اند.

جدول ۵- پارامترهای مورد نیاز برای تخمین تغییر مکان عملکردی

ساختمان‌های مرکز گرا

پارامترهای تخمین تغییر مکان عملکردی					نمونه‌ها
V_{des} (kN)	C_T	h_f (mm)	C_ξ	$C_{\theta,AVG}$	
۲۲۴۲/۲۹	۰/۷۷	۱۱۸۸۷/۲	۱	۱/۱۴	طبقه ۳
۷۲۱۷/۵۷	۱	۴۰۸۴۳/۲	۱	۱/۶۹	طبقه ۹

با توجه به هدف تعمیرپذیری سازه حدی برای خسارت با توجه به روند **Garlock** در نظر گرفته شده است. این حد از خسارت نقطه دوران $\theta_{r,DBE}$ می‌باشد. این ناحیه مطابق نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های پارامتریک چندین مدل ساختمان و ارزیابی نهایی آن با معیارهایی که در بخش قبل اشاره شده بدست آمده است. تفسیر آن به این صورت است که عناصر منتخب خسارت که هدف تمرکز خسارت در آنها می‌باشند نبشی‌ها هستند. مطابق این مطالعه دوران در نبشی‌ها بالایی به نحوی است که ابتدا شروع به تسلیم کرده و سه مفصل پلاستیک به جهت بازشدگی در آنها اتفاق می‌افتد و نبشی‌های پایینی فقط یک مکانیزم را تجربه خواهند کرد. نواحی مکانیزم در نبشی‌ها مطابق شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نحوه مکانیزم شده عناصر استهلاک انرژی در اتصالات مرکز گرای پس کشیده بعد از بارگذاری [۳۲]

بعد از ناحیه IO (یا سطح DBE) شکست در نبشی‌ها و تسلیم در تیرها و ستون‌ها اتفاق می‌افتد. در این تحقیق حداکثر

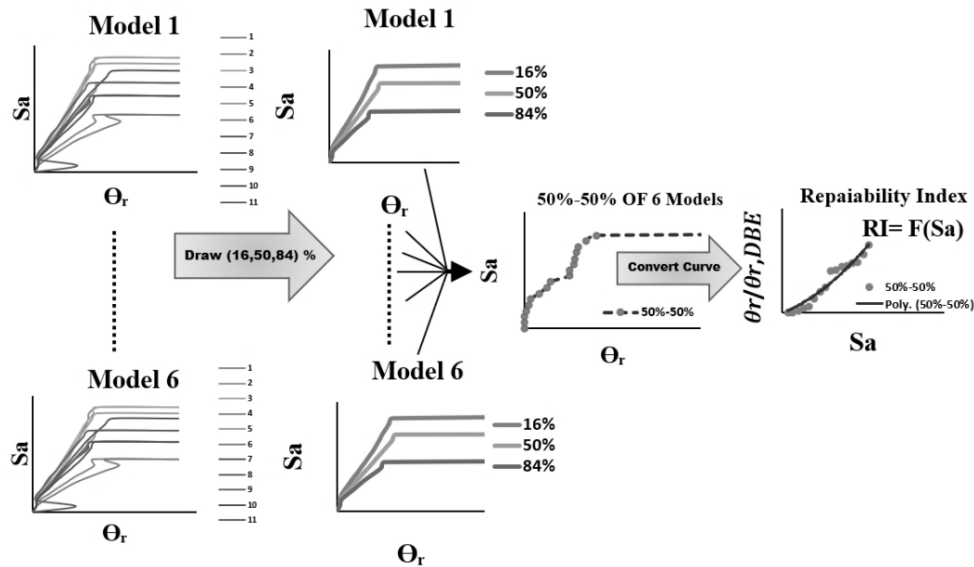
بازشدگی اتصال نقطه‌ای که هدف تعمیرپذیری بعد از آن اقلان نمی‌شود با مطالعات ۸ مرحله‌ای **Garlock** برای هر دو ساختمان و در هر ساختمان برای شش مدل اتصال صلیبی مرکز گرا محاسبه شده است. با توجه به اینکه سطح تعمیرپذیری در ساختمان محاسبه شده است هر ۱۲ مدل ساختمان تحت ۱۱ زلزله دور از گسل با تحلیل IDA در OPENSEES قرار گرفته است و حداکثر بازشدگی اتصال در هر مدل محاسبه شده است. حداکثر دوران حد تعمیر پذیری در واقع اولین محل و لحظه‌ای است که کل ساختمان برای آخرین بار سطح خطر پذیری DBE را تجربه می‌کنند. در واقع این ناحیه متناسب با رفتاری است که **Garlock** با سطح IO در نظر گرفته است و تعیین شاخص تعمیرپذیری تا این نقطه در نظر گرفته خواهد شد. بعد از این نقطه شکست در نبشی‌ها رخ خواهد داد و هدف فراتر نرفتن تغییر شکل‌ها از حدی است که شکست در نبشی‌ها رخ می‌دهد. چون فرض طراحی این اتصالات الاستیک ماندن تیر و ستون‌ها است، بنابراین بعد از زلزله‌های منتخب کابل‌های پس کشیده ساختمان را به محل قبلی بر می‌گردانند و بگونه‌ای جایجایی ماندگار در این اتصالات حذف خواهد شد. برای بهره برداری مجدد می‌توان فقط نبشی‌ها را تعویض کرد و ساختمان مجدد به عملکرد اولیه خود بازگردد. از تقسیم حداکثر بازشدگی اتصال در هر گام از تحلیل IDA برای هر ساختمان بر میزان بازشدگی اتصال پیش بینی شده مطابق روابط **Garlock** معیار تعمیرپذیری قاب‌های مرکز گرا مطابق رابطه (۱۲) تعریف خواهد شد. این معیار نشان می‌دهد اگر باز شدگی اتصال (θ_r) از میزان باز شدگی حد تعمیرپذیری ($\theta_{r,DBE}$) کمتر از یک باشد، نشان دهنده اقلان معیار پذیرش تعمیر پذیری می‌باشد.

$$RI = \frac{\theta_r}{\theta_{r,DBE}} \leq 1 \quad (12)$$

مطابق منحنی IDA پاسخ‌های بازشدگی اتصال بر حسب شتاب طیفی (S_a) برای هر زلزله بدست آمده است. در گام بعد برای هر تیب ساختمان ۳ و ۹ طبقه یک منحنی IDA خواهیم داشت. سپس برای هر تیب از هر ساختمان سه صدک ۱۶، ۵۰، ۸۴ درصد را رسم خواهد شد. بعد از این مرحله صدک ۵۰ درصد را برای هر تیب استخراج کرده و در نتیجه ۶ صدک ۵۰ درصد برای هر ساختمان خواهیم داشت. در ادامه به طور مثال برای ساختمان سه طبقه از ۶ صدک ۵۰ درصد، میانه ۵۰ درصد گرفته و در انتها برای کل ساختمان‌های سه طبقه یک نمودار IDA که نشان دهنده صدک ۵۰ درصد ۵۰ درصد همه نمودارها است، خواهیم داشت. سپس اعداد محور افقی نمودار که نشان

سپس با تحلیل رگرسیونی نموداری رابرای نقاط موجود حدس زده خواهد شد. خروجی این حدس رابطه‌ای است که میزان شاخص تعمیرپذیری را بر حسب شتاب طیفی را نشان خواهد داد. در شکل (۱۱) مراحل تعیین شاخص تعمیر پذیری نشان داده شده است.

دهنده بازشدگی اتصال در هر مرحله هستند را تقسیم بر بازشدگی سطح DBE که قبلاً محاسبه شده بود، خواهیم کرد. نمودار جدید نموداری است که برای نوشتن معادله نهایی تعمیرپذیری باید جای محور افقی که نشان دهنده شاخص تعمیرپذیری $(\theta_r/\theta_{r,DBE})$ می‌باشد با محور قائم تعویض شود.



شکل ۱۱- مراحل کلی تدوین شاخص تعمیرپذیری ساختمان‌های قاب خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا

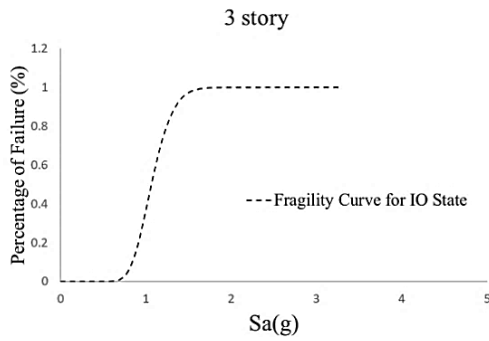
$$RISCF = A_1 \times S_a \times e^{\frac{(S_a - B_1)}{C_1} n} \quad (13)$$

جدول ۶- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعمیرپذیری سه ساختمان مرکز گرا

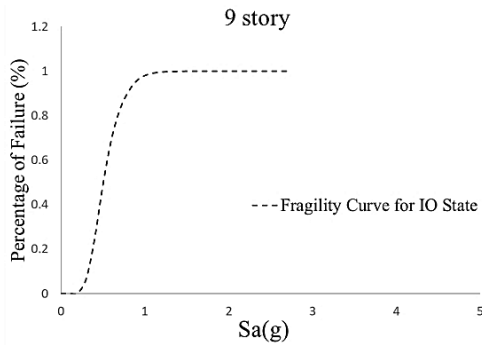
پارامتر	طبقه ۳	طبقه ۹
A_1	$6.37e+00$	$2.85e-05$
B_1	$9.01e+00$	$-7.82e-00$
C_1	$3.15e+00$	$2.58e-05$
n	۱	۲

۶-۲- شاخص خرابی نبشی در قاب مرکز گرای پس کشیده در گام بعدی برای بررسی کیفی خسارت در سطح تعمیرپذیری خرابی نبشی بررسی خواهد شد. برای این منظور با توجه به شکل (۴) در ابتدای بارگذاری نبشی کاملاً سالم می‌باشد و در سطح IO شکست کامل در نبشی رخ خواهد داد. با توجه به این رفتار نمودار IDA سازه‌های مورد بررسی تا سطح IO تحلیل شده و سپس منحنی شکنندگی این نمودارها بدست آمده است.

برای هر ساختمان رابطه تعیین شاخص تعمیرپذیری $(RISCF)$ طبق رابطه (۱۳) ارائه خواهد شد. جدول (۶) ضرایب مربوط به هر ساختمان را از نظر تعداد طبقه بیان می‌کند. این روابط در واقع حدسی برای تعمیرپذیری بودن این ۱۲ مدل ساختمان در برابر ۱۱ زلزله دور از گسل خواهند بود. در این روابط ساختمان‌ها با تعداد طبقات ۳ و ۹ که بر طبق روند طراحی اتصالات مرکز گرا گارلوک طراحی می‌شوند به ازای مقادیر ورودی شتاب طیفی مود اول ارتعاشی سازه مورد نظر در آنها مقادیر شاخص تعمیرپذیری حدس خواهد زد شد. این عدد خروجی اگر کمتر از یک باشد سازه تعمیر پذیر خواهد بود و بعد از زلزله مورد نظر فقط نبشی‌ها تعویض خواهند شد و ساختمان به عملکرد سابق خود بر خواهد گشت. اما اعداد بیشتر از یک نشان دهنده تسلیم شدن تیرها و ستون‌ها، شکست نبشی و جاری شدن کابل‌ها در زلزله‌های با سطح بالاتر می‌باشد که هدف تعمیرپذیری اقناع نخواهد شد. شکل (۱۲) نحوه حدس رگرسیونی روابط شاخص تعمیرپذیری برای هر ساختمان را نشان می‌دهند. مطابق این شکل ضرایب ثابت A_1 ، B_1 ، C_1 و n در رابطه (۱۳) تعیین می‌شوند.

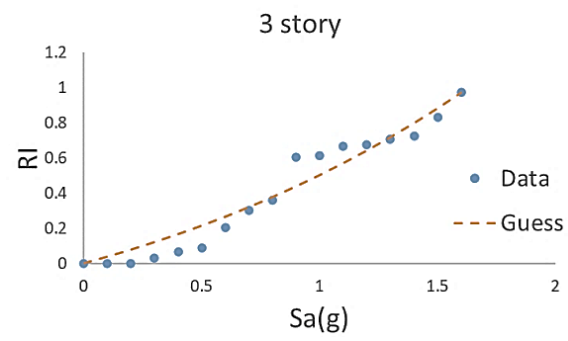


(الف)

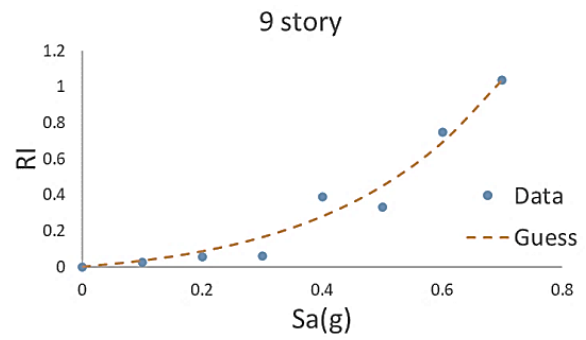


(ب)

شکل ۱۳- حدس رگرسیونی برای تدوین شاخص شکست نبشی دو ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا



(الف)



(ب)

شکل ۱۲- حدس رگرسیونی برای تدوین شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا

جدول ۷- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان مرکز گرا

پارامتر	۳ طبقه	۹ طبقه
P_1	$2/48e+00$	$9/89e-01$
P_2	$-2/75e+00$	$-3/09e-01$
P_3	$8/09e-01$	$2/29e-02$
P_4	$-4/17e-02$	$-3/79e-05$
q_1	$5/00e+00$	$-3/29e-01$
q_2	$-1/31e+01$	$-5/78e-02$
q_3	$8/43e+00$	$1/05e-01$

با توجه به روابط بالا به صورت کلی با داشتن شتاب طیفی مود اول می توان شاخص تعمیرپذیری قاب مرکز گرا همچنین خرابی نبشی متناسب با آن سطح تعمیرپذیری را نیز تعیین نمود.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق با توجه به ارزیابی و تدوین دو شاخص مهم در قاب های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرای پس کشیده

در مرحله بعدی به طور مثال در ۶ مدل از سازه ۳ طبقه میانه نمودار شکنندگی هر ۶ مدل رسم شد و در نتیجه یک نمودار شکنندگی برای هر یک از سازه های ۳ و ۹ طبقه بدست آمده است. با حدس رگرسیونی این منحنی ها میزان خرابی نبشی تا نقطه شکست یا سطح IO در برابر شتاب طیفی تعیین شده است. معادلات خطوط نام برده شده در نرم افزار MATLAB با دقت بالایی حدس زده شدند در نهایت این معادلات به ازای شتاب طیفی مود اول ارتعاشی سازه میزان خرابی تا لحظه سطح شکست نبشی را گزارش می دهند. در زیر مطابق رابطه (۱۴) معادلات شاخص خرابی نبشی قاب مرکز گرا (AFPSCF) به همراه شکل (۱۳) منحنی های شکنندگی و جدول (۷) پارامترهای شاخص خرابی آنها ارائه می شوند. در رابطه (۱۴) ضرایب P_1 تا P_4 و q_1 تا q_3 ضرایب ثابتی هستند که از حدس رگرسیونی منحنی ها بدست آمده اند.

AFPSCF =

$$\frac{p_1 \times S_a^3 + p_2 \times S_a^2 + p_3 \times S_a + p_4}{S_a^3 + q_1 \times S_a^2 + q_2 \times S_a + q_3} \quad (14)$$

- [1] Pekcan, G., Mander, J.B. and Chen, S.S. (2000), "Experiments on steel MRF building with supplemental tendon system", *Journal of structural engineering*, Vol. 126, pp. 437-444.
- [2] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M. and Folz, B. (2002), "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 1111-1120.
- [3] Hitaka, T. and Matsui, C. (2003), "Experimental study on steel shear wall with slits", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 586-595.
- [4] Eatherton, M.R., Hajjar, J.F., Deierlein, G.G., Krawinkler, H., Billington, S. and Ma, X. (2008), "Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipating fuses", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, pp. 12-17.
- [5] Deierlein, G.G., Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Krawinkler, H. and Takeuchi, T. (2009), "Collaborative research on development of innovative steel braced frame systems with controlled rocking and replaceable fuses", In *Proceedings of 6th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, pp. 413-416.
- [6] Aiken, I.D., Clark, P., Tajirian, F., Kasai, K., Kimura, I. and Ko, E. (2000), "Unbonded braces in the United States-Design studies, large-scale testing, and the first building application" In *Japan Passive Control Symp.*
- [7] Saeki, E., Iwamatu, K. and Wada, A. (1996), "Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 484, pp. 111-120.
- [8] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. (2003), "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 655-666.
- [9] Iwata, M., Kato, T. and Wada, A. (2000), "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers", *Behavior of steel structures in seismic areas*, pp. 33-38.
- [10] Deierlein, G., Krawinkler, H., Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Takeuchi, T., Kasai, K. and Midorikawa, M. (2011), "Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses", *Steel Construction*, Vol. 4, pp. 171-175.
- [11] Eatherton, M.R., Hajjar, J.F., Deierlein, G.G., Krawinkler, H., Billington, S. and Ma, X. (2008), "Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipating fuses", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, pp. 12-17.
- [12] Pollino, M. (2015), "Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 83, pp. 129-139.
- [13] Dimakogianni, D., Dougka, G. and Vayas, I. (2015), "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Vol. 90, pp. 83-95.
- [14] Vayas, I., Karydakis, P., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A. and Kanyilmaz, A. (2013), "Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (fuses)", *Research Fund for Coal and Steel*, European Commission, EU, 25901.
- [15] Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", In *Structural engineering research frontiers*, pp. 1-13.
- [16] Powell, G.H. and Allahabadi, R. (1988), "Seismic damage

نتایج و پیشنهادات زیر ارائه خواهد شد:

- با توجه به تحلیل‌های انجام شده شاخص تعمیرپذیری برای قاب‌های خمشی با اتصالات مرکز گرای پس کشیده تدوین شده است. این شاخص‌ها با توجه به ۱۱ زلزله و ۱۲ مدل ساختمان ۳ و ۹ طبقه رابطه‌ای برای تخمین تعمیرپذیری ارائه داده است. اگر شاخص تعمیرپذیری کمتر از یک باشد، سازه مورد نظر تعمیرپذیر می‌باشد.
- با توجه به ورودی شتاب طیفی مود اول سازه، می‌شود برآورد مناسبی از خرابی نبشی‌ها داشت. بنابراین برای ساختمان‌های با تعداد طبقات و پلان‌های مشابه حدس مناسبی برای درصد خرابی نبشی‌ها ارائه شده است.
- با توجه به تغییر مکان نسبی بام و بازشدگی اتصال پیش بینی شده در دو ساختمان فولادی دارای اتصالات مرکز گرای پس کشیده بر طبق روند Garlock، مقادیر آنها به طور کلی از سازه ۳ تا ۹ طبقه ۲۵٪ کاهش یافته است.
- مطابق شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان فولادی مرکز گرا در مقابل ۱۱ زلزله دور از گسل با شتاب طیفی ثابت، مشاهده شده است در منحنی RI-Sa سازه ۹ طبقه نسبت به ۳ طبقه عدد تعمیرپذیری کمتری از خود نشان می‌دهد. یعنی دیرتر وارد حد نهایی تعمیرپذیری خود خواهند شد.
- مطابق منحنی شکنندگی دو ساختمان مرکز گرا تحت ۱۱ زلزله دور از گسل مشاهده شده است هر چه از ساختمان ۳ طبقه به سمت ساختمان ۹ طبقه رفته شود، منحنی به سمت چپ حرکت خواهد کرد. چون این منحنی‌ها برای سطح عملکردی IO ترسیم شده‌اند، نشان دهنده درصد خرابی بیشتر نبشی‌ها به ترتیب در ساختمان ۹ طبقه نسبت به ۳ طبقه در یک شتاب طیفی ثابت می‌باشند. از دیدگاه دیگر سازه سه طبقه به علت ارتفاع کمتر در منحنی شکنندگی از دیدگاه ظرفیتی شرایط بهتری نسبت به سازه دیگر دارد.
- به عنوان پیشنهاد مطابق با شاخص جدید تعمیرپذیری، اثر ترکیبی ساختمان‌های مرکز گرا به همراه سایر وسایل مستهلک کننده انرژی را می‌توان مورد ارزیابی قرار داد. بر طبق مدل‌های منتخب در هر ساختمان در حالت سازه ترکیبی و مرکز گرای تنها، مقایسه‌ای انجام شود تا بدین طریق مزایا و معایب آن از جهت افزایش و کاهش پاسخ‌ها، همچنین صرفه اقتصادی آن بر حسب تحلیل‌های ریسک مورد ارزیابی قرار گیرد.



- [30] Shams, A.S. and Ghobadi, M.S. (2021), "Development of a high-performance hybrid self-centering building for seismic resilience", *Engineering Structures*, Vol. 226, 111382.
- [31] Salehi, S. and Ghobadi, M.S. (2020), "Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 138, 106256.
- [32] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 438-448.
- [33] Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 850-859.
- [34] Moradi, S. and Alam, M.S. (2017), "Lateral load-drift response and limit states of posttensioned steel beam-column connections: parametric study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 143, 04017044.
- [35] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Behavior and design of posttensioned steel frame systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 389-399.
- [36] FEMA 355C, (2000), State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [37] Applied Technology Council, (2009), Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA P695.
- [38] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006), The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual.
- [39] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1998), "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", PhD Thesis, Stanford University.
- [40] ASCE 7-16, (2016), Minimum design loads for buildings and other structures, Reston, VA.
- [41] Herning, G. (2011), "Reliability-based evaluation of seismic design and performance of steel self-centering moment-resisting frames", Doctoral dissertation, Princeton University.
- prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 16, pp. 719-734.
- [17] Sozen, M.A. (1981), "Review of earthquake response of reinforced concrete buildings with a view to drift control", *State-of-the-art in earthquake engineering*, pp. 383-418.
- [18] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999), "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 28, pp. 79-104.
- [19] Chai, Y.H., Fajfar, P. and Romstad, K.M. (1998), "Formulation of duration-dependent inelastic seismic design spectrum", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, pp. 913-921.
- [20] Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of structural engineering*, Vol. 111, pp. 722-739.
- [21] Banon, H. and Veneziano, D. (1982), "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 179-193.
- [22] Faleiro, J., Oller, S. and Barbat, A.H. (2008), "Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames", *Computers & structures*, Vol. 86, pp. 581-597.
- [23] Zhang, X., Wong, K.K. and Wang, Y. (2007), "Performance assessment of moment resisting frames during earthquakes based on the force analogy method", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2792-2802.
- [24] Eatherton, M., Hajjar, J., Ma, X., Krawinkler, H. and Deierlein, G. (2010), "Seismic design and behavior of steel frames with controlled rocking-part I: concepts and quasi-static subassembly testing", In *Structures Congress*, pp. 1523-1533.
- [25] Bavandi, M., Sarvghad Moghadam, A., Mansoori, M. and Aziminejad, A. (2021), "Development of efficiency index for steel moment frames with Self-Centering Connections", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 8, pp. 62-81.
- [26] Bavandi, M., Moghadam, A. S., Mansoori, M. R. and Aziminejad, A. (2021), "Introducing a new seismic efficiency index of post-tensioned self-centering steel moment connections", In *Structures*, Vol. 33, pp. 463-483.
- [27] Maleki, M., Jazany, R.A. and Ghobadi, M.S. (2019), "Seismic fragility assessment of SMRFs with drilled flange connections using ground motion variability", *KSCIE Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 1733-1746.
- [28] Maleki, M., Jazany, R. A. and Ghobadi, M. S. (2019), "Probabilistic seismic assessment of SMFs with drilled flange connections subjected to near-field ground motions", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 19, pp. 224-240.
- [29] Rad, Z.R., Ghobadi, M.S. and Yakhchalian, M. (2019), "Probabilistic seismic collapse and residual drift assessment of smart buildings equipped with shape memory alloy connections", *Engineering Structures*, Vol. 197, 109375.

بی نوشت

¹ Equivalent lateral force

² Repairability index of self-centering frame

³ The angle failure probability of self-centering frame

تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده

احمد کریمیان^۱، ارسطو ارمغانی^{۲*}، علاءالدین بهروش^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

۳- استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد، مهاباد

*مه‌آباد، صندوق پستی ۵۹۱۴۷۶۵۴۳۹، arastoo_armaghani.iau2018@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۲۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۰)

چکیده

اتصالات تأثیر به‌سزایی در روند استهلاک انرژی در سازه و رفتار آن در برابر بارهای غیرعادی که اغلب منجر به پدیده خرابی پیش‌رونده می‌شوند دارند؛ از این رو در این تحقیق به مطالعه تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداخته شده است. در این راستا پارامترهای متغیر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری یا WFP، اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی یا WUF-W، اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا RBS و اتصال خمشی یا FF)، نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد نرمه ساختمانی St37 و فولاد با آلیاژ پایین Steel LY 160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف و حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم) می‌باشند که اثر فولاد با آلیاژ پایین در مطالعات قبلی در برابر خرابی پیش‌رونده بررسی نشده است. تحقیقات بر روی قاب فولادی سه‌طبقه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS و روش مسیر جایگزین به صورت دینامیکی غیر خطی با روش حذف ستون تحلیل شده است اعتبار سنجی روش المان محدود با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک قاب فولادی انجام شده و تطابق مناسبی مشاهده گردید. خروجی‌های مطالعه اخیر شامل DCR و بیشینه نیروی برشی و بیشینه جابجایی ایجاد شده در تیرهای پیرامون محل حذف ستون می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرهای پیرامون محل حذف متعلق به قاب‌های دارای اتصالات FF و WUF-W است و هنگامی که ستون در طبقات بالاتر قاب‌های خمشی فولادی حذف می‌گردد، جابجایی بیشتری در محل حذف ستون ایجاد شده است. به‌عنوان مثال در اتصالات تیر به ستون WUF-W-St37 بیشینه جابجایی ایجاد شده هنگامی که ستون در طبقه دوم حذف شده است، به میزان ۲۵/۸۵ درصد از مقدار متناظرش در حالتی که ستون طبقه همکف حذف شده، بیشتر گردیده است.

واژگان کلیدی

خرابی پیش‌رونده، قاب خمشی فولادی، فولاد با آلیاژ پایین، WUF-W، WFP

Effect of mechanical and geometric properties change on connections in steel moment frames against progressive

A. Karimian, A. Armaghani, A. Behravesh

Abstract

Connections have a significant impact on the process of energy dissipation in the structure and its behavior against abnormal loads that often lead to the phenomenon of progressive collapse; Therefore, the effect of changing mechanical and geometric characteristics on the fittings of steel moment frames against progressive collapse has been studied in this study. In this regard, variable parameters including the type of beam-to-column connection (welded flange plate connection or WFP, and welded unreinforced flange-welded web connection or WUF-W, reduced beam section or RBS and free flange connection or FF), type of steel used at beam-to-column connection (St37 and Steel LY 160) And the location of column removal in different stories (without removal and removal of columns in ground, first and second storeis) are that the effect of low alloy steel in previous studies against progressive collapse has not been investigated. Investigations on a three-storey steel frame have been analyzed using ABAQUS finite element software and alternative path method in a non-linear dynamic method with column removal method. Validation of finite element method has been performed using numerical simulation of a steel frame and a good match was observed. The outputs of the recent study include DCR and the maximum shear force and maximum displacement created in the beams around the column removal site. The most important results show that in frames where low yield point steel is used at the connection, the best performance in terms of demand-to-capacity ratio (DCR) of the beams around the removal location related to the Free Flange and WUF-W connection frames, and when the column is removed on the upper storeis of the steel moment frames, more displacement occurs at the column removal site. For example, in the beam connections to the WUF-W-St37 column, the maximum displacement created when the column on the second floor has been removed has increased by 25.85% of its corresponding value when the ground storey column has been removed.

Keywords

Progressive collapse, Steel moment frame, Low-yield strength plates, WUF-W, WFP

خرابی پیش‌رونده به‌صورت گسترش خرابی در سازه از یک المان به المان دیگر به‌طوری‌که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا بخش عمده‌ای از آن می‌گردد تعریف می‌شود. حوادث یازده سپتامبر در دهه‌های اخیر مهندسان را برانگیخت که در صدد مقابله با پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده برآیند از آنجا که این پدیده در اثر بارهای غیرعادی رخ می‌دهد و این در حالی است که اغلب سازه‌ها تنها در برابر بار زلزله، باد، مرده و زنده طراحی می‌شوند و اثری از بارهای غیرعادی وجود ندارد ولی از اتفاقات قرن اخیر و خسارات عمده‌ی این پدیده مقابله با آن جزئی از اصول مهندسی شده است [۱-۳].

Kim و Kim در سال ۲۰۰۹ قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات مختلف را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات شامل اتصالات بال جوش شده و جان پیچ شده (wuf-w)، بال با ورق پوششی جوش شده (wcpf) و اتصال کاهش‌یافته در مقطع تیر از نوع استخوانی (RBS) بودند که بعد از زلزله توسط محققان پیشنهاد شدند. در این پژوهش ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاصل نشان داد که نسبت دریافت داخلی طبقات در سازه با اتصالات wcpf کمتر از سازه‌های با اتصالات wuf-w و RBS بود. دلیل این موضوع آن است که قسمتی از بال آن‌ها بریده شده بود [۴].

Nouri و همکارانش (۱۳۹۸) به بررسی رفتار قاب خمشی فلزی با اتصال گیردار با مقطع کاهش‌یافته، ورق کناری و ورق زیر سری و روسری با جان تقویت‌شده تحت اثر خرابی پیش‌رونده پرداختند. جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده از ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه (بیانگر ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه) با سیستم قاب خمشی فلزی متوسط استفاده شد. آنالیزهای روش مسیر جایگزین خرابی پیش‌رونده انجام گرفته، نشان می‌دهد اتصال با مقطع کاهش‌یافته دارای مقاومت بالاتر نسبت به اتصال با ورق کناری و اتصال گیردار مستقیم تقویت‌شده جوشی است به‌گونه‌ای که مقدار جابجایی آن تا ۲۰ درصد کمتر است [۵].

Hashemi Rezvani در سال ۲۰۱۵ در مطالعه‌ای اثر طول دهانه‌ها در قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده را مورد بررسی قرارداد. برای این منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی را بر روی قاب‌های طراحی شده در ناحیه لرزه‌خیزی بالا را در نرم‌افزار Open SEES انجام شد. حذف ستون‌ها در طبقه اول از ستون گوشه‌ها و از ستون‌های میانی در ۶ سناریوی مختلف صورت گرفت. نتایج حاصل نشان

داد که با افزایش طول دهانه، جابجایی عمودی نقطه جابجا شده افزایش می‌یابد. پس با دو برابر کردن طول دهانه مقدار جابجایی عمودی ۵ برابر می‌شود و همچنین حذف ستون گوشه به نسبت حذف ستون میانی ۲۷٪ تغییر مکان قائم بیشتری دارد پس با افزایش طول دهانه میزان DCR (نسبت فرا ظرفیتی موردنیاز) افزایش یافته و در نتیجه پتانسیل خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد [۶].

Weiwang و همکارانش در سال ۲۰۱۶ طی مطالعه‌ای رفتار و عملکرد اتصالات تیر به ستون‌ها با مقاطع مربعی را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور سه نوع اتصال با مقیاس کامل هم به‌صورت آزمایشگاهی و هم به‌صورت نرم‌افزاری به‌وسیله نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند. نتایج حاصل نشان داد که شکست اولیه در بال پایین تیر برای همه نمونه‌ها گسترش می‌یابد [۷].

Bagheripourasil و همکارانش در سال ۲۰۱۷ در یک مطالعه‌ی عددی یک روش پیشنهادی به‌منظور ارزیابی خرابی پیش‌رونده ناشی از بارگذاری انفجاری در ساختمان‌های فولادی دارای قاب‌های خمشی پرداختند. برای این منظور یک ساختمان فولادی ۷ طبقه تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفت و اشاره‌ای ناشی از انفجار در چهار حالت مختلف به اعضای سازه‌ای قرار گرفته در نزدیکی انفجار اعمال شد، نتایج حاصل نشان داد که اگر در هنگام ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده، عامل شروع خرابی، بارگذاری انفجاری در نظر گرفته شود، پاسخ سازه در مقایسه با روش‌های متداولی که به ارزیابی وقوع خرابی پیش‌رونده می‌پردازند، متفاوت خواهد بود [۳].

Li و همکارانش در سال ۲۰۱۸ به بررسی مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداختند. برای این منظور از روش اجزاء محدود استفاده گردید. در این مطالعه‌ی شاخص مبتنی بر ظرفیت جهت اندازه‌گیری مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده معرفی شد. نتایج حاصل نشان داد که در حالت ناپایداری یک ستون میرایی سازه تأثیرگذاری بیشتری در مقایسه نرخ کرنش مصالح بر روی مقاومت سازه دارد [۸].

Zhang و همکارانش (۲۰۱۸) در مطالعه‌ای به بررسی اثر اتصالات نیمه صلب در برابر حذف ناگهانی ستون در قاب‌های فولادی پرداختند. نتایج حاصل نشان داد که اتصال نیمه صلب در توزیع بار نقش تأثیرگذاری دارد و به پارامترهایی نظیر محل و زمان حذف ستون دارد [۹].

Wang و همکارانش (۲۰۱۶)، اثرات دال‌های فولادی-بتنی مختلف بر اتصال تیر به ستون فولادی صلب تحت فرآیند حذف

ستون را مورد بررسی قرار دادند. همچنین این تحقیق رفتار خرابی پیش‌رونده اجزاء بررسی شده را به وسیله روش خرابی پیش‌رونده و مسیر بار جایگزین بررسی کرده است. بعلاوه، مقاومت اتصال بالای ستون حذف شده و اتصال کناری آن مدنظر قرار گرفته شد. بر اساس نتایج به دست آمده مشخص گردید که نمونه‌های دال‌های فولادی عملکرد بهتری تحت شرایط خرابی پیش‌رونده دارند باین حال باید اقدامات لازم جهت کاهش شکستگی بال تیر پایینی انجام گیرد [۱۰].

طراحی اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی برای مقابله با بار ناشی از زلزله با روش طراحی همین اتصالات در مقابل خرابی پیش‌رونده ناشی از تخریب ستون متفاوت است؛ زیرا در این حالت، نیروی محوری نیز در اتصالات ایجاد می‌شود که رفتار آن را متفاوت می‌سازد. علی‌رغم اهمیت بسیار بالای اتصالات گیردار در خرابی پیش‌رونده، تحقیقات بیشتری در این زمینه می‌بایست انجام شود. از این رو و با توجه به اینکه در مطالعاتی محدودی به بررسی تأثیر انواع اتصالات بر روند خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های فولادی پرداخته شده است، لذا در مطالعه‌ی حاضر به بررسی اثر مشخصات مکانیکی و هندسی انواع اتصالات تیر-ستون قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداخته خواهد شد. طراحی یک اتصال مناسب تا حد زیادی از وقوع خرابی پیش‌رونده جلوگیری می‌کند. یک اتصال مناسب بایستی قادر باشد، در برابر نیروهای ناشی از حذف ستون مقاومت نماید و تغییر مکان‌های کمی بر سازه ایجاد شود. در حقیقت رفتار اتصال به گونه‌ای باشد که اتصال توانایی انتقال نیروها را داشته و خرابی را حتی المقدور محدود نماید. اتصال کارآمد تیر به ستون بر سازه فولادی اتصالی است که بتواند نیروی کششی و لنگر خمشی را به خوبی تحمل نماید؛ چراکه در هنگام حذف ستون در تیرهای متصل به آن کشش و خمش ایجاد می‌شود. از جنبه‌های جدید این تحقیق آن است که در نقاطی از محل اتصال تیر به ستون از فلزی با تنش تسلیم پائین‌تر (فولاد آلیاژ ۷۷ درصد روی و ۲۲ درصد آلومینیوم) استفاده می‌گردد [۱۱] تا بدین ترتیب از ظرفیت و شکل‌پذیری بیشتر سازه جهت دستیابی به سازه‌ای مقاوم در برابر پتانسیل خرابی پیش‌رونده قاب‌های فولادی به واسطه‌ی باره‌ای غیرعادی (انفجار، زلزله‌های شدید، برخورد اتومبیل، مسائل زمین‌شناختی همچون فرسایش، ساخت و سازهای معیوب و ...) استفاده نمود. از سوی دیگر بررسی پاسخ سازه‌های طرح شده با اتصالات جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP)، اتصالات مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W)، اتصال

مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) و اتصال خمشی (FF) در مقابل احتمال وقوع خرابی پیش‌رونده با فولاد نرمه ساختمانی و فولاد کم مقاومت LY160 و مقایسه آن‌ها با یکدیگر از دیگر جنبه‌های نوآوری تحقیق است.

۲- معرفی حالت‌های مورد بررسی

پارامترهای متغیر مورد بررسی در مطالعه حاضر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری یا WFP، اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی یا WUF-W، اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا RBS، اتصال خمشی یا FF) نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد ساختمانی st37 و فولاد با آلیاژ پایین steel LY160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف ستون و حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم) می‌باشند. حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. بررسی‌ها بر روی قاب‌های فولادی سه طبقه که در برابر زلزله طراحی شده‌اند، صورت می‌پذیرد. برای بررسی دقیق خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی ۳ طبقه از روش اجزای محدود استفاده گردیده است. نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS [۱۷] برای انجام این کار بسیار قدرتمند است، هرچند مدل‌سازی نمونه‌های با پیچیدگی هندسی بسیار دشوار است. با توجه به اینکه خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های ساخته شده اتفاق می‌افتد، لذا لازم است سازه قبل از مدل‌سازی با نرم‌افزار ABAQUS طراحی گردد. ETABS [۱۲] یک نرم‌افزار پیشرفته در مدل‌سازی ساختمان‌ها است؛ اما به خاطر برخی محدودیت‌ها نمی‌توان پدیده خرابی پیش‌رونده را با استفاده از این نرم‌افزار شبیه‌سازی کرد. در این مطالعه ابتدا یک ساختمان ۳ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی و سپس با نرم‌افزار ABAQUS مدل شد. به عبارتی در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار ETABS یک ساختمان فولادی ۳ طبقه، بر اساس مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شد. مدل ساختمان اشاره شده دارای پلان یکسانی در طبقات است و ارتفاع آن برابر ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد تمامی دهانه‌ها برابر ۶ متر و ابعاد دهانه باکس راه‌پله برابر ۴ متر است. سیستم باربر جانبی ساختمان در هر دو جهت X و Y قاب خمشی در نظر گرفته شده است. کف سازه نیز از نوع تیرچه و بلوک فرض شده است و اجزای سازه‌ای از فولاد ساختمانی St37 با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انتخاب شده‌اند. طراحی در چند مرحله صورت گرفت تا از



بر رفتار کلی سازه، به‌گونه‌ای مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل نمود. ستون‌ها از نوع Box و تیرها از نوع I شکل می‌باشند. ابعاد و خواص مقاطع فولادی در جدول (۲) و (۳) ذکر شده‌اند. در ادامه نمای سه بعدی سازه در نرم افزار ETABS (شکل (۱)) و پلان تیب طبقات را در (شکل (۲)) نمایش دادیم.

یک‌سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش‌ها و تغییر مکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزا ساده و یکنواخت (از نظر نوع مقاطع) باشد. بدین ترتیب می‌توان در بخش‌های آتی که به بررسی خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها پرداخته می‌شود، میزان تأثیر هر یک از انواع اعضا را

جدول ۱- معرفی حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه

ردیف	نوع اتصال	فولاد مصرفی در محل اتصال	موقعیت حذف ستون در طبقه	عبارت اختصاری	ردیف	نوع اتصال	فولاد مصرفی در محل اتصال	موقعیت حذف ستون در طبقه	عبارت اختصاری
۱	RBS	St37	-	WUF-W - St37-NR	۱۷	WUF-W	فولاد مصرفی در محل اتصال	-	WUF-W - St37-NR
۲	RBS	St37	همکف	WUF-W - St37-RGF	۱۸	WUF-W	همکف	همکف	RBS-St37-RGF
۳	RBS	St37	طبقه ۱	WUF-W - St37-RSt1	۱۹	WUF-W	طبقه ۱	طبقه ۱	RBS-St37-RSt1
۴	RBS	St37	طبقه ۲	WUF-W - St37-RSt2	۲۰	WUF-W	طبقه ۲	طبقه ۲	RBS-St37-RSt2
۵	RBS	LY160	-	WUF-W - LY160-NR	۲۱	WUF-W	-	-	RBS-LY160-NR
۶	RBS	LY160	همکف	WUF-W - LY160-RGF	۲۲	WUF-W	همکف	همکف	RBS-LY160-RGF
۷	RBS	LY160	طبقه ۱	WUF-W - LY160-RSt1	۲۳	WUF-W	طبقه ۱	طبقه ۱	RBS-LY160-RSt1
۸	RBS	LY160	طبقه ۲	WUF-W - LY160-RSt2	۲۴	WUF-W	طبقه ۲	طبقه ۲	RBS-LY160-RSt2
۹	WFP	St37	-	FF - St37-NR	۲۵	FF	-	-	WFP-St37-NR
۱۰	WFP	St37	همکف	FF - St37-RGF	۲۶	FF	همکف	همکف	WFP-St37-RGF
۱۱	WFP	St37	طبقه ۱	FF - St37-RSt1	۲۷	FF	طبقه ۱	طبقه ۱	WFP-St37-RSt1
۱۲	WFP	St37	طبقه ۲	FF - St37-RSt2	۲۸	FF	طبقه ۲	طبقه ۲	WFP-St37-RSt2
۱۳	WFP	LY160	-	FF - LY160-NR	۲۹	FF	-	-	WFP-LY160-NR
۱۴	WFP	LY160	همکف	FF - LY160-RGF	۳۰	FF	همکف	همکف	WFP-LY160-RGF
۱۵	WFP	LY160	طبقه ۱	FF - LY160-RSt1	۳۱	FF	طبقه ۱	طبقه ۱	WFP-LY160-RSt1
۱۶	WFP	LY160	طبقه ۲	FF - LY160-RSt2	۳۲	FF	طبقه ۲	طبقه ۲	WFP-LY160-RSt2

جدول ۳- مشخصات اجزا تشکیل دهنده اتصالات

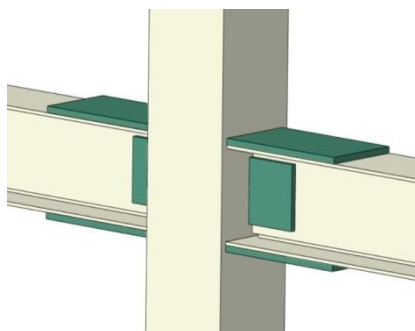
ابعاد ورق (mm)	نوع ورق
260×260×20	ورق روسری اتصال WFP
270×270×15	ورق زیرسری اتصال WFP
20×20×10	ورق جان کلیه اتصالات

جدول ۲- نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی ۳ طبقه

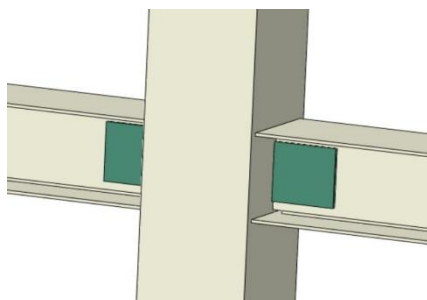
تیر	ستون	طبقه
2IPE 300	Box 35×35×1.6	همکف
2IPE 300	Box 35×35×1.6	۱
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۲
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۳



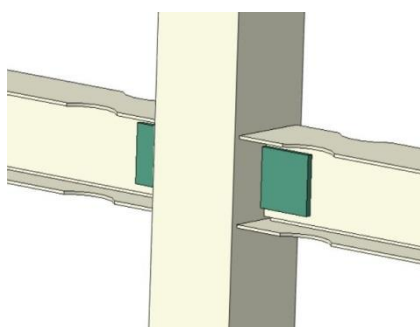
در شکل‌های (۳) تا (۶) ارائه شده است که در ورق‌های سبز رنگ از فولاد با آلیاژ پایین استفاده شده است. در ادامه به منظور ارزیابی اثرات استفاده از این اتصالات لرزه‌ای در کاهش خرابی پیش‌رونده قاب‌های فولادی، از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده گردید.



شکل ۳- مشخصات اتصال WFP



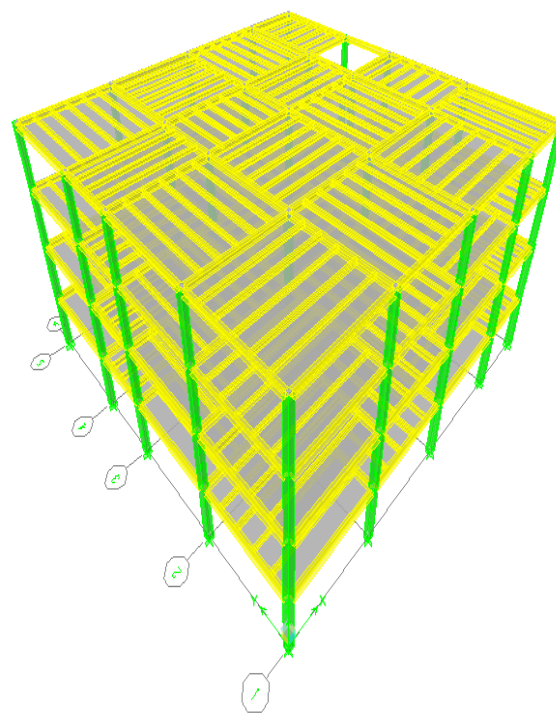
شکل ۴- مشخصات اتصال WUF-W



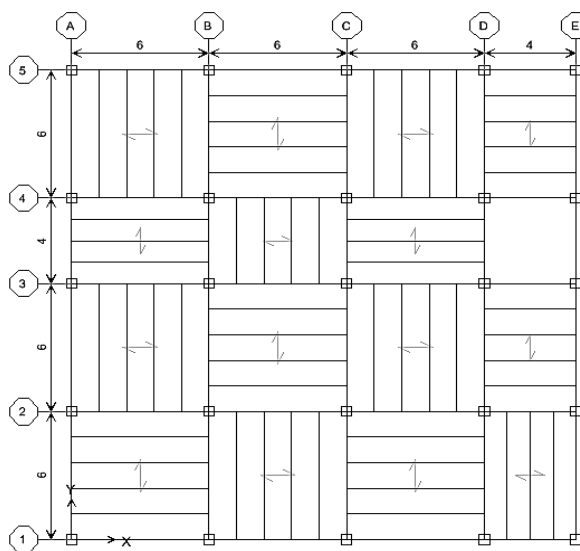
شکل ۵- مشخصات اتصال RBS

۳- شبیه‌سازی اجزای محدود

یکی از مهم‌ترین مراحل مربوط به شبیه‌سازی‌های عددی، بررسی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل آن‌ها از طریق مقایسه با نتایج تجربی و آزمایشگاهی می باشد. در مطالعه حاضر نیز،



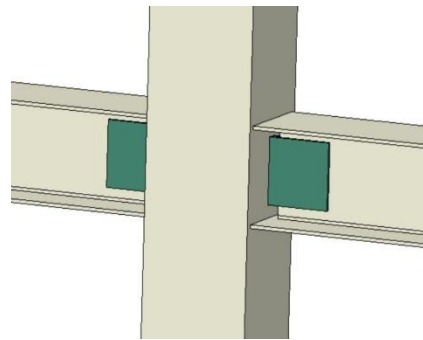
شکل ۱- نمای سه بعدی سازه ۳ طبقه



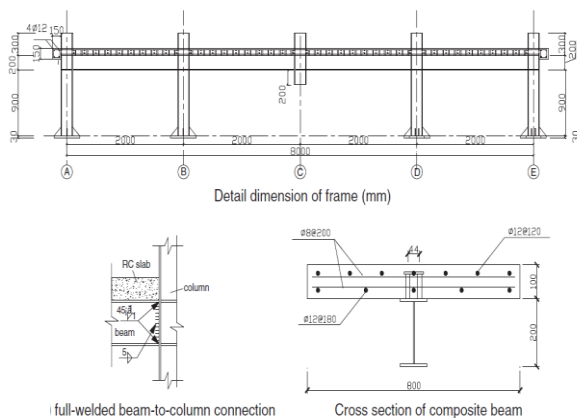
شکل ۲- پلان تیب طبقات سازه ۳ طبقه

لازم به توضیح است که اتصالات FF، WUF-W RBS و WFP در آیین‌نامه FEMA350 [۱۳] معرفی شده است. مقادیر نیرو، بارهای وارده و همچنین مقاطع مورد استفاده در قاب خمشی فولادی ۳ طبقه پس از طراحی استخراج شدند. سپس اتصالات با توجه به مقادیر اشاره شده و ضوابط آیین‌نامه FEMA 350 [۱۳] طراحی شدند. مشخصات این اتصالات

ستون‌ها H200×200×8×12 می‌باشند. عمق و عرض دال‌ها به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۸۰ میلی‌متر می‌باشند. درصد فولاد شبکه مسلح کننده نیز ۰/۸۵ درصد در نظر گرفته شده است. میلگردهای طولی مسلح کننده با قطر ۱۲ میلی‌متر در دو لایه با فواصل یکسان در امتداد عرض دال قرار گرفته‌اند. همچنین در شبکه میلگردگذاری از میلگردهای عرضی با قطر ۸ میلی‌متر برای جلوگیری از شکست بتن و در جهت عمود بر میلگردهای طولی استفاده شده است. به منظور شبیه‌سازی حذف ستون نیز، ستون میانی فاقد تکیه گاه می‌باشد (شکل (۷)). مشخصات مصالح مقاطع در جدول (۴) آورده شده است.



شکل ۶- مشخصات اتصال FF



شکل ۷- جزئیات و ابعاد قاب [۱۴]

جدول ۴- مشخصات مصالح [۱۴]

E_s ۱۰ ^۵ MPa (F_u (MPa)	F_y (MPa)	مقطع	
			تیر	ستون
۱/۹۶	۴۰۱	۲۶۹	بال	تیر
۲/۰۹	۴۱۱	۲۷۵	جان	
۲/۰۰	۳۹۶	۲۴۷	بال	ستون
۱/۹۸	۴۱۵	۲۷۶	جان	
-	۴۸۷	۳۲۵	Ø۸	فولاد گذاری
۱/۹۵	۴۶۴	۳۳۱	Ø۱۲	

رفتار قاب و همچنین دال بتنی روی آن در حین آزمایش ارزیابی و سنجیده شد. برای این منظور یک دستگاه خطی اندازه گیری جابجایی (جابجایی سنج یا LVDT) به صورت قائم در قسمت میانی قاب و در محل ستون C قرار داده شد. همچنین از چهار جابجایی سنج به صورت افقی برای اندازه‌گیری جابجایی

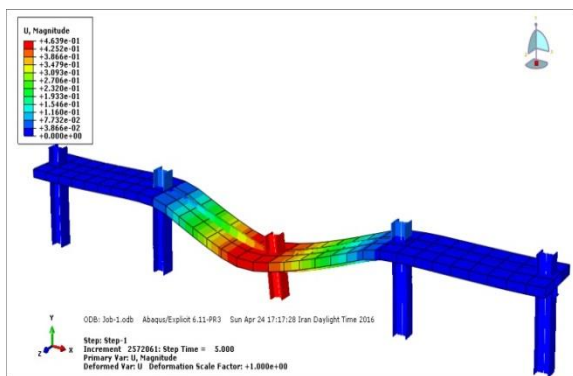
صحت‌سنجی روش اجزاء محدود به کار رفته، با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک قاب خمشی دارای سقف کامپوزیت یک طبقه و یک دهانه، انجام شد. در ادامه ابتدا توضیحات لازم در مورد مطالعه آزمایشگاهی که توسط Guo و همکارانش در سال ۲۰۱۳ صورت پذیرفت و صحت‌سنجی آن در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار گرفت ارائه خواهد شد و پس از آن جزئیات مربوط به مدل‌سازی اجزاء محدود مورد استفاده تشریح می‌گردد [۱۴]. حلگر مورد استفاده ABAQUS/Explicit می‌باشد که از رویکرد صریح برای انتگرال‌گیری استفاده می‌کند و برای حل سیستم‌های غیرخطی شامل مسائل تماس و در حالت بارگذاری گذرا کاربرد دارد برای ساختن ستون‌ها و تیرها از فرمان Beam استفاده شده است که هر المان در ABAQUS ویژگی‌ها منحصر به فرد خود را دارد همچنین برای مدل کردن دال‌ها از دستور Shell و برای آرماتورهای آن از دستور Rebar استفاده می‌شود. المان‌های shell برای مدل‌سازی سازه‌هایی به کار می‌رود که ضخامت آن‌ها نسبت به سایر ابعادشان به اندازه قابل توجهی کوچک‌تر باشد. در صورت استفاده از المان‌های پوسته conventional، نرم‌افزار ABAQUS کل جسم را بر روی یک صفحه‌ی مینا در نظر می‌گیرد. در این حالت، ضخامت جسم در مازول property نرم‌افزار ABAQUS تعیین می‌شود. المان‌های پوسته conventional، دارای درجات آزادی انتقالی و دورانی هستند.

۳-۱- مطالعه آزمایشگاهی Guo و همکارانش

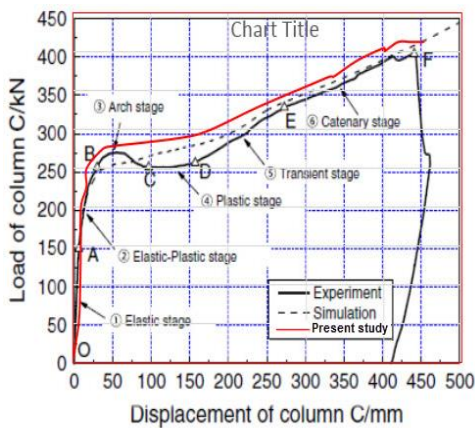
همان‌طور که اشاره گردید، قاب مورد بررسی دارای یک طبقه و چهار دهانه می‌باشد که با مقیاس ۱/۳ در آزمایشگاه ساخته شد. طول هر یک از دهانه‌های قاب برابر ۲ متر و ارتفاع آن نیز ۱/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. تیرهای فولادی به طور کامل به بال ستون‌ها جوش شده‌اند تا بدین ترتیب اتصالات بین تیر و ستون صلب (گیردار) شود. مقطع تیرها H200×100×5.5×8 و مقطع



مدل‌سازی شده به روش اجزای محدود مورد استفاده در این مطالعه که توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS و مطالعه آزمایشگاهی را باهم مقایسه می‌کند، نشان می‌دهد. بیشینه جابجایی و بار متناظر با نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۴۴۹ میلی‌متر و ۴۰۰ کیلو نیوتن و بیشینه جابجایی و بار متناظر با مدل و عددی به ترتیب ۴۶۲ میلی‌متر و ۴۲۶ کیلو نیوتن شده است. با توجه به مقادیر اشاره‌شده ملاحظه می‌گردد که اختلاف جابجایی و بار متناظر با نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی به ترتیب ۸ درصد و ۶/۵ درصد شده است. شکل (۹) اندازه بردار جابه‌جایی (ناشی از همه مولفه‌ها) قاب شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



شکل ۹- اندازه بردار جابه‌جایی (ناشی از همه مولفه‌ها) قاب شبیه‌سازی شده [۱۴]



شکل ۱۰- مقایسه بین نمودارهای بار-جابجایی مدل‌های اجزای محدود و آزمایشگاهی [۱۴]

۴- جزئیات تحلیل و سناریوی حذف ستون در مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان‌های Solid استفاده گردید. خصوصیات مدل شامل خاصیت غیر خطی مصالح، رفتار

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۶۱

افقی ستون‌های A, B, D, E استفاده گردید. به منظور بارگذاری از یک جک هیدرولیکی با قابلیت بارگذاری ۵۰۰ کیلو نیوتن در بالای ستون C با هدف ایجاد بارگذاری قائم متوالی استفاده گردید. همچنین از یک دستگاه اندازه‌گیری بارگذاری ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی به منظور سنجش دقیق بارگذاری قائم استفاده شده است. با استفاده از این روش و دستگاه‌های اشاره شده، بررسی بازتوزیع و انتقال نیروی داخلی پس از حذف ستون میانی قاب، به آسانی امکان پذیر می‌باشد. بار وارده براساس آیین نامه JGJ 101-96 کشور چین اعمال گردید. در محدوده الاستیک بار قائم با یک گام افزایشی به میزان ۱/۵ (یک پنجم) ظرفیت باربری نمونه‌ها اعمال گردید. پس از رسیدن قاب به نقطه تسلیم از روش کنترل بار-جابجایی تا هنگامی که قاب به ظرفیت نهایی خود رسید، استفاده گردید. در ادامه در شکل (۸) تصویر قاب پس از آزمایش نشان داده می‌شود.



شکل ۸- نمایی کلی پس از انجام آزمایش [۱۴]

۲-۳- صحت سنجی قاب خمشی فولادی ساخته شده توسط Guo و همکارانش با استفاده از روش اجزاء محدود مطالعه اجزای محدود به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS انجام گردید. ABAQUS توانایی بررسی مدل‌های عددی ویژه‌ای را برای پاسخ غیرخطی بتن تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی دارد. قاب خمشی فولادی ساخته شده در آزمایش Guo و همکارانش، به کمک نرم افزار ABAQUS تا لحظه رسیدن به ظرفیت باربری نهایی قاب شبیه‌سازی گردید.

خروجی‌های حاصل از تحلیل

در این قسمت خروجی‌های مربوط به قاب شبیه‌سازی شده ارائه می‌گردد.

شکل (۱۰) نمودار مربوط به بار-جابجایی قاب‌های



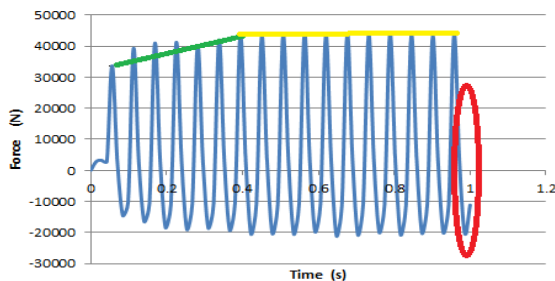
از سناریوی حذف ستون گوشه استفاده شده است. از آنجایی که روش AP مستقل از عامل خرابی است الگوی حذف ستون بر اساس مطالعه Kim (۲۰۰۹) انجام شد بدین صورت که در آن مطالعه جهت ساده‌سازی در محاسبات مقادیر نیروهای عکس‌العمل ستون به مدت ۵ ثانیه به صورت تقریب خطی افزایش یافتند و در ثانیه بدون تغییر ماندند تا سیستم به وضعیت پایدار برسد و در ثانیه ۷ نیرو برداشته شد تا اثر دینامیکی ناشی از حذف ستون لحاظ شود [۴]. از این رو در مطالعه حاضر مقادیر تاریخچه بارگذاری را به منظور کاهش حجم محاسبات و زمان تحلیل به یک ثانیه کاهش دادیم و مقادیر بارهای ناشی از عکس‌العمل ستون را تا ۰/۴ ثانیه افزایش و سپس آن را تا ۰۵/۹۵ ثانیه ثابت و بعد از گذشت این مدت حذف ستون انجام شده است. شکل (۱۱) و پس از حذف به صورت عکس‌العمل تکیه‌گاهی، به نقطه محل حذف مطابق شکل (۱۲) اعمال شد. ترکیب بار مورد استفاده در بام و طبقات مطابق آیین‌نامه $(0.9 \text{ or } 1.2)DL + 0.5LL + (0.2Wn \text{ or } 0.2 S)$ می‌باشد که پس از محاسبه بار بر اساس بار مرده و زنده در بام و طبقات اعمال شده است.

$$DL \text{ story} = 335 \text{ kg/m}^2$$

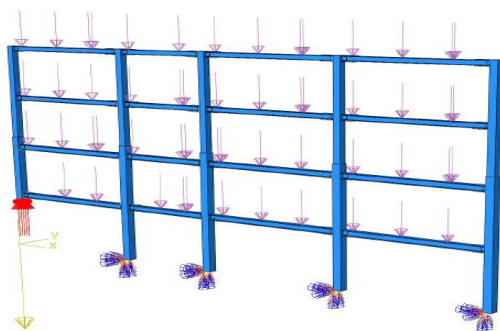
$$LL \text{ story} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$DL \text{ roof} = 310 \text{ kg/m}^2$$

$$LL \text{ roof} = 150 \text{ kg/m}^2$$



شکل ۱۱- بار ستون محذوف



شکل ۱۲- اعمال بار بر سازه

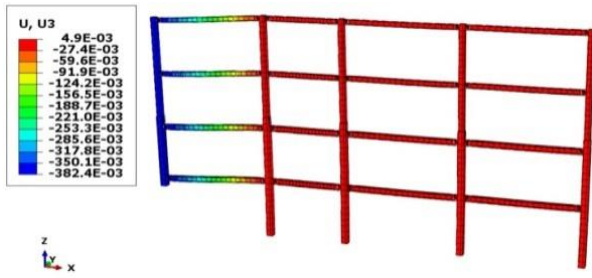
غیر خطی هندسی و تحلیل غیر خطی می‌باشد. در استفاده از تمام اجزاء فولادی از خاصیت الاستو پلاستیک مصالح استفاده شده است. رفتار مصالح تا حد تنش تسلیم به صورت الاستیک است. پس از آن وارد فاز سخت شدگی کرنشی تا حد رسیدن به تنش نهایی می‌شوند. وزن مخصوص فولاد اعضا هنگام استفاده از تحلیل دینامیکی مدل بایستی تعریف شود. چگالی برابر ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب تعریف می‌شود. حد مرحله الاستیک نمودار تنش-کرنش در بخش الاستیک نرم‌افزار و با تعریف مدول الاستیسیته برابر $2/1 \times 10^5$ مگاپاسکال و ضریب پواسون $0/3$ اعمال شد. همچنین خصوصیات پلاستیک نمودار تنش-کرنش فولاد در بخش پلاستیک نرم‌افزار تعریف شد. همان طور که اشاره شد در این مطالعه از فولاد ST37 در تمام اجزاء سازه‌ای و از فولاد با تنش تسلیم پایین برای ورق‌های اتصال تیر به ستون استفاده گردیده است. تنش نهایی مصالح اعضای فولادی ۳۷۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع اختیار شد. در این مطالعه برای تعریف شرایط مرزی، انتهای کلیه ستون‌ها به صورت گیردار تعریف شده است. این تکیه‌گاه از جابجایی و چرخش جلوگیری می‌کند. همچنین اندازه مش‌ها به نحوی تعیین شد که نرم‌افزار بتواند جواب مناسب را محاسبه کند دانه بندی المان‌ها در مطالعه حاضر به وسیله تعیین ابعاد المان انجام شده است برای این کار از نوار ابزار فهرست انتخابی Seed و پس از آن Edges را برای استفاده از امکانات مش بندی المان‌ها انتخاب می‌کنیم سپس با استفاده از پنجره Local Seeds گزینه By size را انتخاب می‌کنیم و سایز تقریبی المان‌ها با توجه به طول و ابعاد عضو از ۰/۰۵ تا ۰/۳ متر انتخاب گردیده است فرضاً برای ورق‌های اتصال جهت بالا بردن دقت و بررسی جزئیات از ۰/۰۵ متر و برای تیر IPE27 به طول ۶ متر سایز المان را ۰/۳ گرفته‌ایم حال نوبت به مش بندی می‌رسد در قسمت Mesh controls نوع المان (Element shape) را نوع Hex انتخاب می‌کنیم که المان‌های شش وجهی را استفاده می‌کند تکنیک مش بندی از نوع Sweep می‌باشد (در این روش نرم‌افزار از طریق جابجایی یک مش دو بعدی در طول مسیر تکرار یک مش سه بعدی را ایجاد می‌کند) در قسمت Element type نوع المان C3D8R می‌باشد که یک المان سه بعدی مکعبی با ۸ گره است.

در این مطالعه از روش مسیر بار جایگزین که مستقل از عامل خرابی است و توسط GSA و DOD پیشنهاد شده است و همچنین از تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی با در نظر گرفتن پارامترهای غیر خطی در رفتار مصالح در محدوده پلاستیک تعریف شده است. به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده

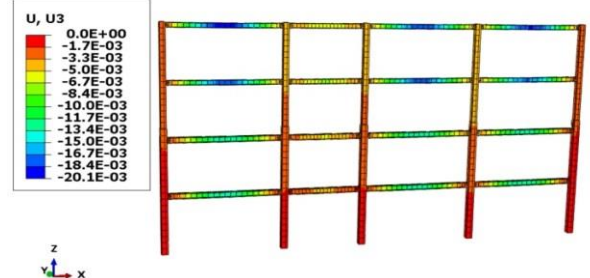
۵- ارائه نتایج حاصل از تحلیل

پس از تحلیل قاب‌های شبیه‌سازی شده در ۳۲ حالت موردنظر، در این قسمت به تجزیه و تحلیل نتایج پرداخته شده است. برای این منظور در ابتدا خروجی شکل تغییر یافته‌ی سازه در محل

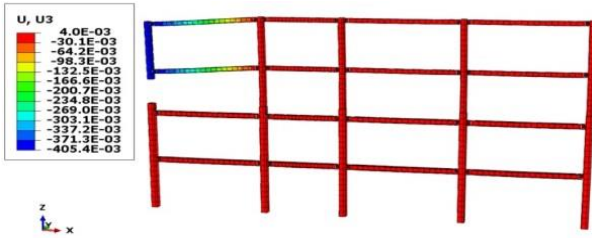
حذف ستون، در شکل (۱۳) ارائه می‌گردد و پس از آن با استفاده از نمودارهای مقایسه‌ای به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل پرداخته می‌شود.



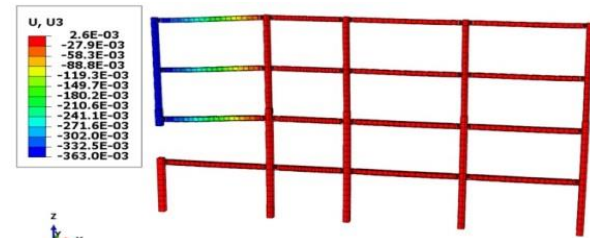
RBS-St37-RGF



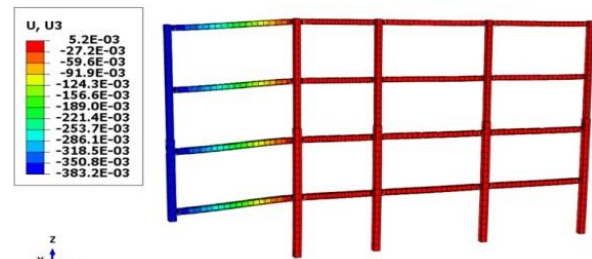
RBS-St37-NR



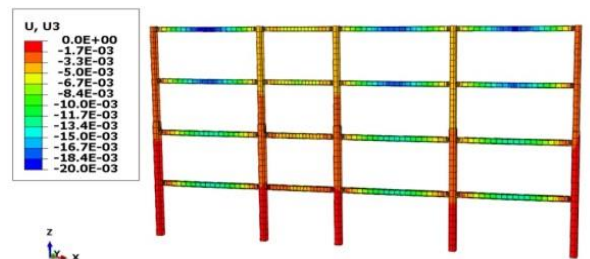
RBS-St37-RSt2



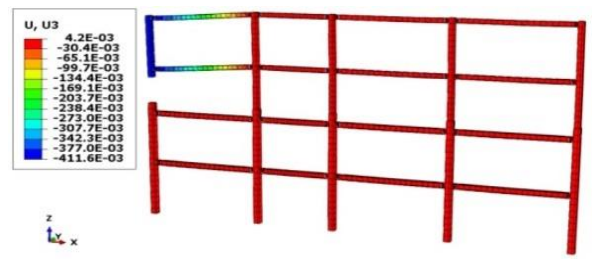
RBS-St37-RSt1



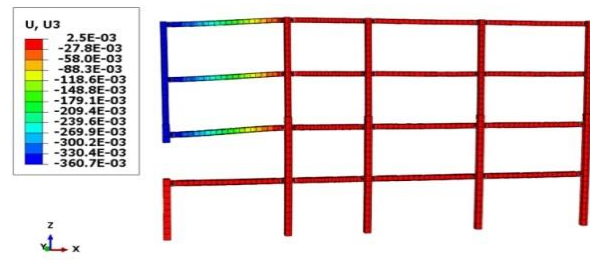
RBS-LY160-RGF



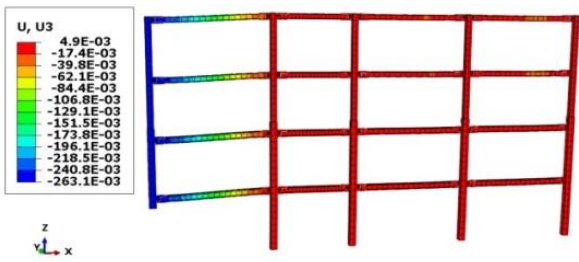
RBS-LY160-NR



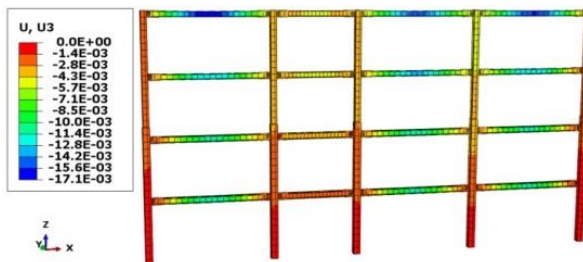
RBS-LY160-RSt2



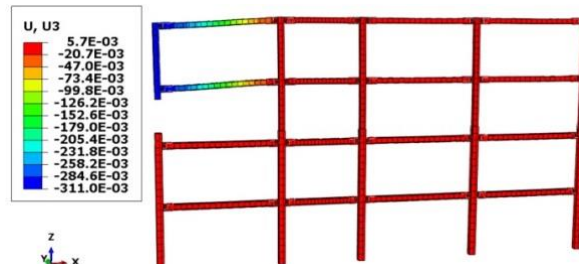
RBS-LY160-RSt1



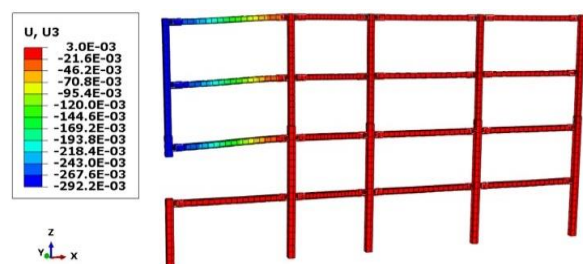
WFP-St37-RGF



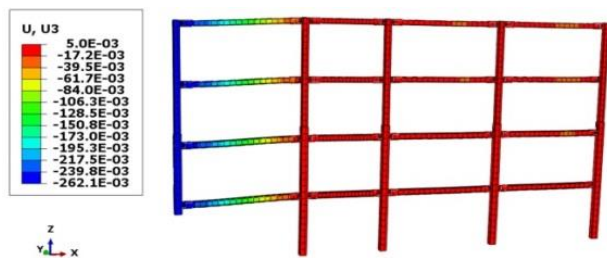
WFP-St37-NR



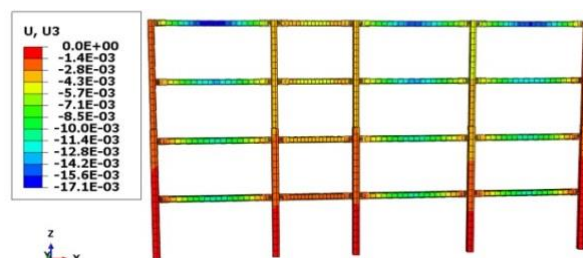
WFP-St37-RSt2



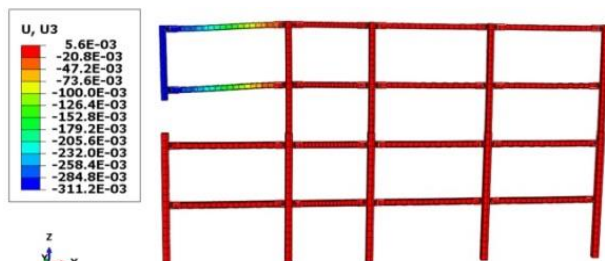
WFP-St37-RSt1



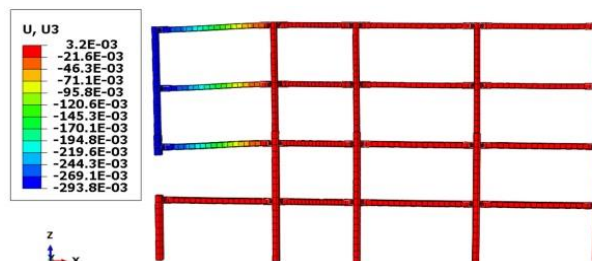
WFP-LY160-RGF



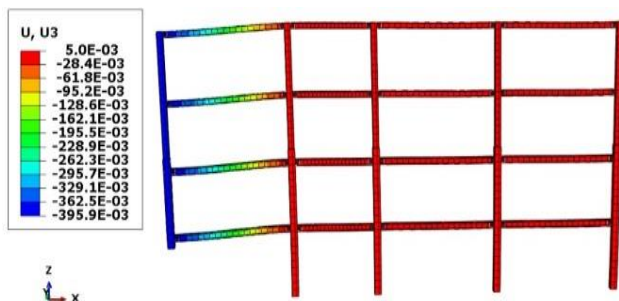
WFP-LY160-NR



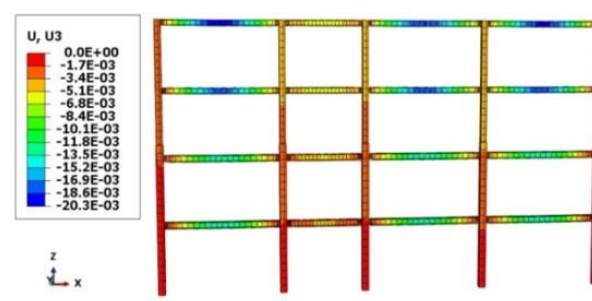
WFP-LY160-RSt2



WFP-LY160-RSt1

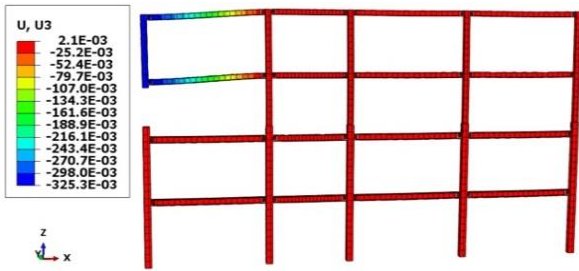


WUF-W -St37-RGF

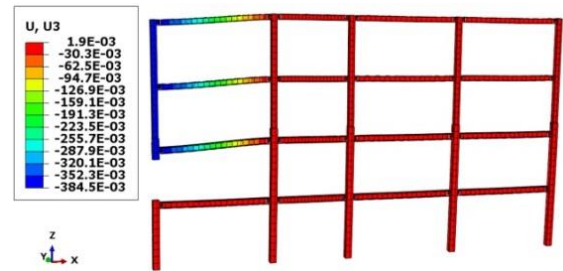


WUF-W -St37-NR

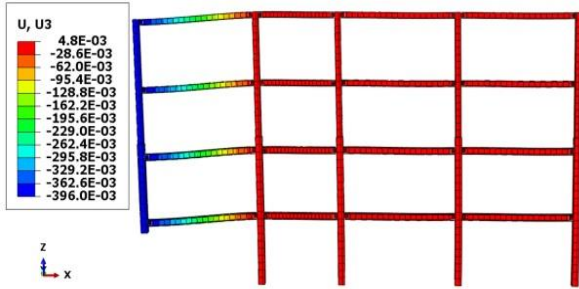




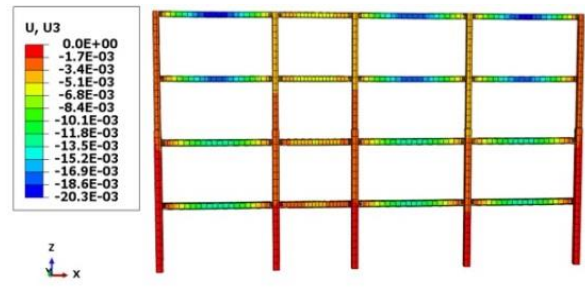
WUF-W - St37-RSt2



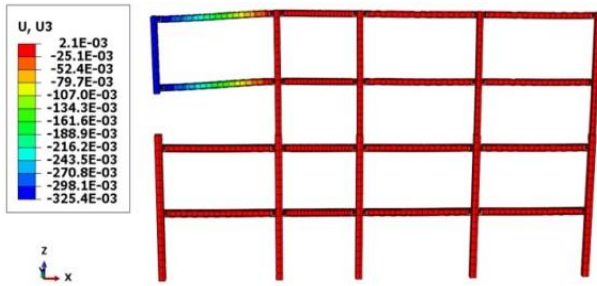
WUF-W - St37-RSt1



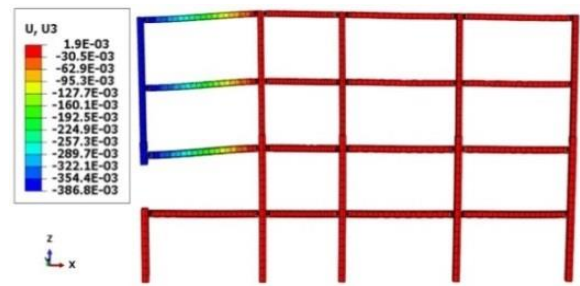
WUF-W - LY160-RGF



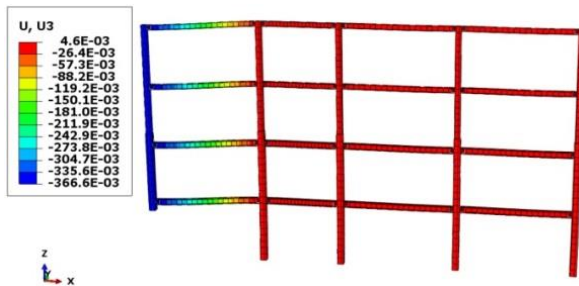
WUF-W - LY160-NR



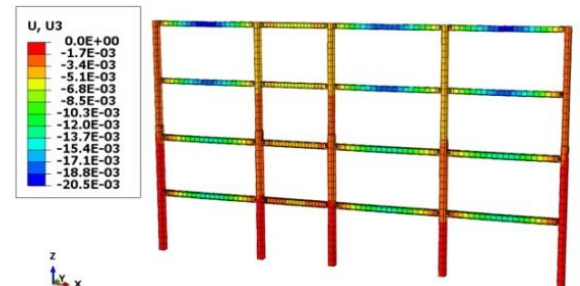
WUF-W - LY160-RSt2



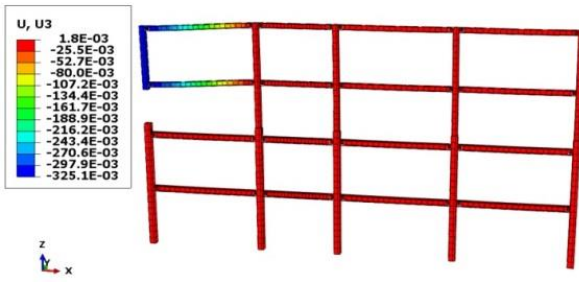
WUF-W - LY160-RSt1



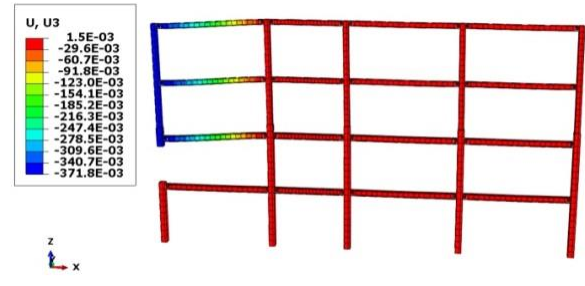
FF - St37-RGF



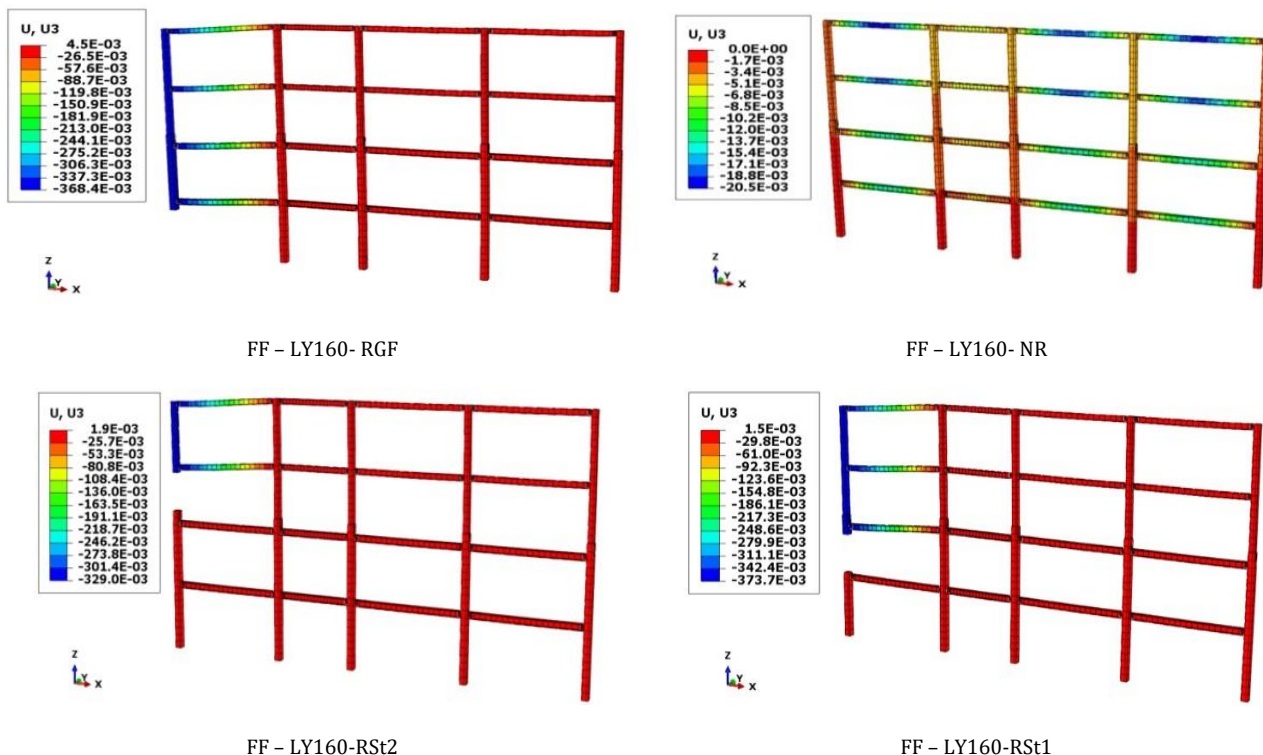
FF - St37-NR



FF - St37-RSt2

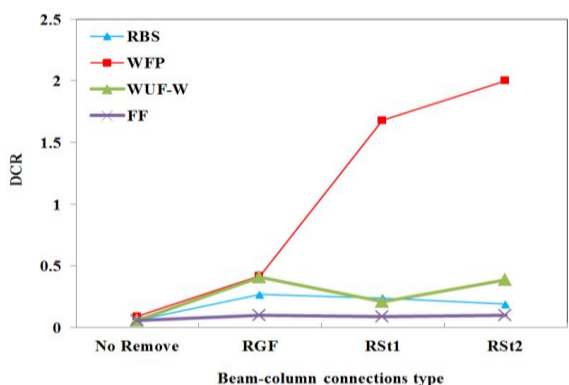


FF - St37-RSt1



شکل ۱۳- شکل تغییر یافته قاب‌های ۳ طبقه مورد بررسی

ستون با برشی از تیر جدا شده و یک صفحه دوزنقه‌ای شکل جایگزین آن می‌شود. این صفحه دوزنقه‌ای شکل از یک طرف با جوش نفوذی به بال ستون و از طرف دیگر با جوش گوشه به‌طور کامل به جان تیر جوش می‌شود. وجود ورق‌های دوزنقه‌ای شکل و پیوستگی کامل بین اتصال تیر و ستون سبب شده است که تیرهای متصل به این اتصالات پس از حذف ستون متحمل نیروی برشی کمتری شوند.



شکل ۱۴- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف (استفاده از فولاد St37 در محل اتصال)

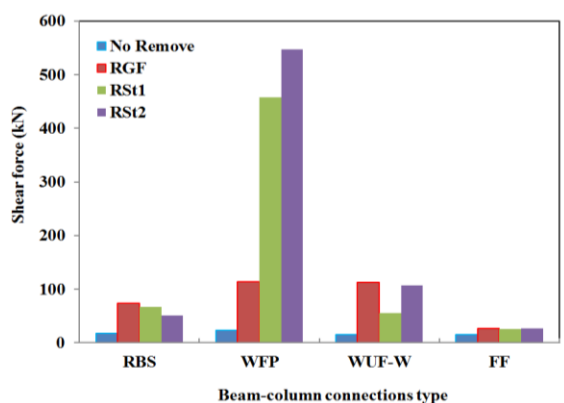
یکی از معیارهای بررسی خرابی پیش‌رونده، معیار DCR است که عبارت است از نسبت تقاضا به ظرفیت که از آن به‌عنوان ضریب تقاضا نیز نام می‌برند [۱].

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{UC}} \quad (1)$$

Q_{UD} نیروی حاصل از انجام تحلیل در عضو یا اتصال و Q_{UC} ظرفیت مورد انتظار در عضو یا اتصال است. چنانچه نسبت DCR از عدد ۲ بزرگ‌تر شود، عضو به‌شدت آسیب‌دیده و به‌احتمال زیاد فروریزش خواهد نمود و با حذف آن‌ها از مدل، محدوده خرابی با مقادیر مجاز مقایسه می‌گردد [۱].

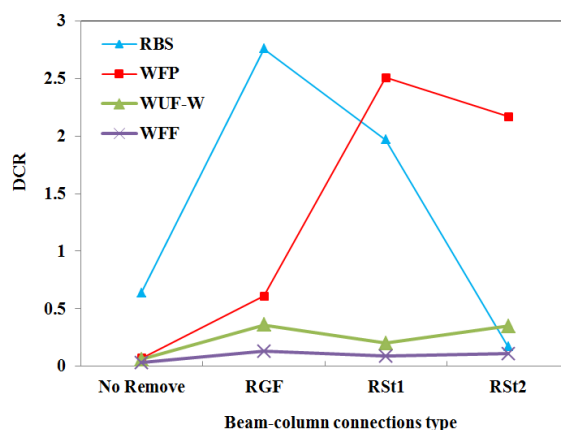
در شکل (۱۴) به مقایسه بیشینه DCR تیرهای پیرامون محل حذف برای قاب‌های خمشی فولادی که در آن‌ها در محل اتصال از فولاد St37 استفاده گردیده است، پرداخته شده است. هدف از این مقایسه بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد از جنبه DCR تیرها اتصالات خمشی FF بهترین عملکرد را در برابر حذف ستون دارند، به‌طوری‌که سبب شده‌اند که بیشینه نیروی برشی ایجاد شده در تیرهای متصل به آن‌ها در مقایسه با سایر اتصالات بسیار کمتر باشند. در این اتصال بال تیر با جوش نفوذی کامل به بال ستون‌ها متصل شده است و جان تیر کنار محل اتصال به بال

پیوستگی بین تیر و ستون در این اتصالات در مقایسه با سایر اتصالات سبب شده است که آن‌ها عملکرد نسبتاً ضعیف‌تری در برابر حذف ستون داشته باشند و نیروهای کمتری را تحمل کنند. در شکل (۱۶) به مقایسه مقادیر بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون ستون حذف‌شده در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد St37 استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی ایجادشده به‌طور نسبتاً قابل‌ملاحظه‌ای از مقادیر متناظر در قاب‌های با اتصالات دیگر بیشتر شده است؛ از سوی دیگر کمترین مقادیر نیروی برشی در قاب‌هایی ایجادشده است که اتصال آن‌ها از نوع FF می‌باشند. این اتصالات با عملکرد خود سبب توزیع یکنواخت نیرو می‌شوند و مقاومت قاب را در برابر خرابی پیش‌رونده افزایش می‌دهند. به عبارتی می‌توان بیان نمود که اتصالات FF با عملکرد خود سبب می‌شوند که قاب‌های خمشی بتوانند رفتار مناسب‌تری را در مقایسه با اتصالات WFP، RBS و WUF-W در برابر خرابی پیش‌رونده داشته باشند؛ به‌طوری‌که به‌عنوان مثال مقدار بیشینه نیروی برشی ایجادشده برای حالتی که در آن از اتصال FF-St37 استفاده گردیده و ستون در طبقه همکف حذف‌شده به میزان ۷۸ درصد کمتر از مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP-ST37 شده است. از این اختلاف قابل‌توجه می‌توان به نقش تأثیرگذار اتصالات در جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با قاب خمشی پی برد؛ به‌طوری‌که طراحی و انتخاب یک اتصال مناسب تا حد زیادی از وقوع خرابی پیش‌رونده جلوگیری می‌کند.



شکل ۱۶- مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال (قاب سه‌طبقه) (استفاده از فولاد St37 در محل اتصال)

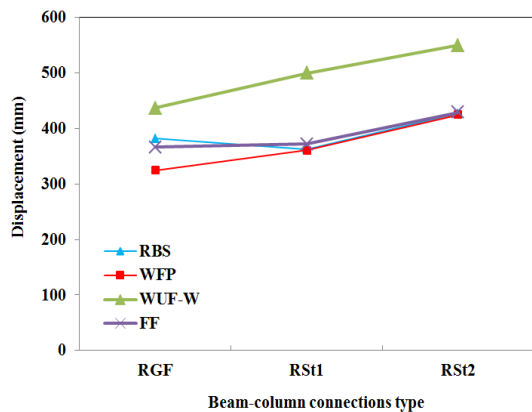
از سوی دیگر از بین اتصالات موردبررسی، ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرها، اتصالات اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP) می‌باشند؛ به‌طوری‌که بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای متصل به آن‌ها در حالت‌هایی که ستون گوشه سازه در طبقات اول و دوم حذف‌شده است، حدوداً به مقدار ۱۷ و ۲۰ برابر از مقدار متناظر باحالتی که در آن از اتصال خمشی FF استفاده گردیده، بیشتر شده است.



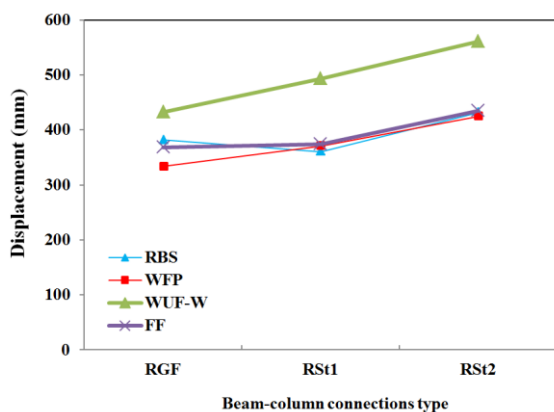
شکل ۱۵- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرهای پیرامون محل حذف (استفاده از فولاد LY-160 در محل اتصال)

در شکل (۱۵) به مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف برای حالت‌هایی که در آن‌ها در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است نیز بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت یا DCR تیرهای پیرامون محل حذف، متعلق به قاب‌های دارای اتصال FF و WUF-W می‌باشند؛ به‌طوری‌که DCR تیرهای متصل به این اتصالات به‌مراتب کمتر از مقادیر متناظر با اتصالات RBS و WFP شده است. از سوی دیگر ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرهایی که در اتصالات آن‌ها از ورق با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است، متعلق به قاب‌های دارای اتصال WFP می‌باشند. در این اتصالات برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می‌شود و هیچ‌گونه تماس مستقیم بین تیر و ستون وجود ندارد. صفحات اشاره‌شده با جوش نفوذی کامل به بال ستون و با استفاده جوش گوشه در بالا و پایین تیر به بال‌های بالایی و پایینی تیر متصل می‌شوند. عدم

تغییر در نوع اتصال نقش بسیار تأثیرگذاری بر بیشینه جابجایی محل حذف ستون دارد؛ اختلاف بین بیشینه و کمینه مقدار جابجایی برای حالت‌های حذف ستون در طبقات همکف، اول و دوم به ترتیب برابر ۳۲، ۳۳ و ۳۱ درصد شده است.



شکل ۱۸- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۳ طبقه باهدف بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف (استفاده از فولاد S37 در محل اتصال)



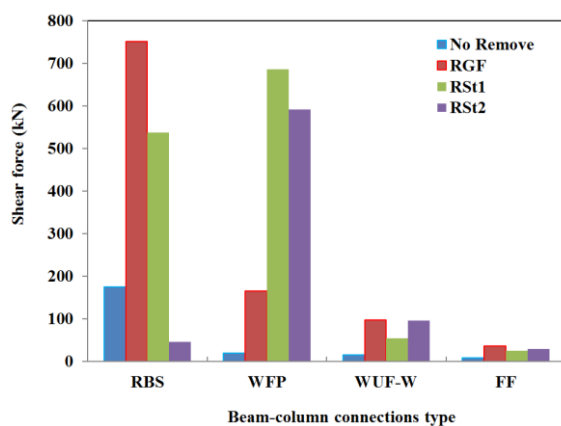
شکل ۱۹- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۳ طبقه (استفاده از فولاد LY-160 در محل اتصال)

۶- نتایج

نتایج حاصل از تحقیق حاضر عبارتند از:

- از جنبه DCR تیرها اتصالات خمشی FF بهترین عملکرد را در برابر حذف ستون دارند، وجود ورق‌های جان که برش دوزنقه‌ای شکل جان تیر را پر می‌کنند و پیوستگی کامل بین اتصال تیر و ستون سبب شده است که تیرهای متصل به این اتصالات پس از حذف ستون متحمل نیروی برشی کمتری شوند.

در شکل (۱۷) به مقایسه مقادیر بیشینه نیروی برشی تیرهای پیرامون ستون حذف‌شده در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، بیشینه نیروی برشی متناظر با اتصالات RBS در بیشتر حالت‌های حذف ستون در نظر گرفته‌شده از مقادیر متناظر با سایر اتصالات بیشتر شده است. در این اتصالات هنگامی که ستون حذف می‌شود و عملکرد خود را از دست می‌دهند، به ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر نیروی بزرگی اعمال می‌شود و سبب می‌شود تیرهای پیرامونی دچار افزایش بار ناگهانی شوند.



شکل ۱۷- مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیرامون محل حذف باهدف بررسی نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال (قاب سه طبقه) (استفاده از فولاد LY160 در محل اتصال)

در شکل (۱۸) و (۱۹) به مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب‌های ۳ طبقه که در محل اتصال از فولاد St37 و LY-160 استفاده گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد قاب‌های سه طبقه‌ای که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بهترین عملکرد را از جنبه جابجایی محل حذف ستون دارند؛ جابجایی محل حذف ستون در آن‌ها در مقایسه با سایر حالت‌ها کمتر شده است. به عبارتی در قاب‌هایی که از اتصالات WFP استفاده شده، در اثر حذف ستون جابجایی کمتری در محل حذف ایجاد شده است. حضور صفحات فولادی در بالا و پایین اتصالات WFP سبب می‌شود که این اتصالات پس از حذف ستون نسبت به سایر اتصالات بررسی شده، کارکرد بهتری داشته باشند. از سوی دیگر با توجه به شکل (۱۹) ملاحظه می‌گردد که

در نظر گرفته شده از مقادیر متناظر با سایر اتصالات بیشتر شده است. در این اتصالات هنگامی که ستون حذف می‌شود و عملکرد خود را از دست می‌دهند، به ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر نیروی بزرگی اعمال می‌شود و سبب می‌شود تیرهای پیرامونی دچار افزایش بار ناگهانی شوند.

از سوی دیگر مقادیر جابجایی ایجاد شده در محل حذف ستون هنگامی که از اتصالات WFP استفاده شده است، به مراتب کمتر از مقادیر متناظر با حالت استفاده از اتصالات WUF-W شده است. به عنوان مثال هنگامی که از اتصالات WUF-W- St37 استفاده شده است، در حالت حذف ستون طبقه دوم مقدار جابجایی به میزان ۲۹/۴۱ درصد نسبت به مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP بیشتر شده است. همچنین هنگامی که از اتصالات WUF-W-LY160 استفاده شده است، در حالت حذف ستون طبقه دوم مقدار جابجایی به میزان ۳۲ درصد نسبت به مقدار متناظرش در حالت استفاده از اتصال WFP بیشتر شده است. با توجه به مقادیر اشاره شده می‌توان بیان نمود که اگرچه جابجایی محل حذف ستون در قاب‌های با اتصالات WUF-W نسبت به قاب‌های با اتصالات WFP بیشتر شده است، اما مقادیر DCR حاصل شده در قاب‌های با اتصالات WUF-W نسبت به مقادیر WFP کمتر شده است و اختلاف DCR نسبت به اختلاف جابجایی محل حذف ستون بسیار بیشتر است. از این رو و با توجه به مجموع مقادیر DCR و جابجایی حاصل شده می‌توان بیان نمود که اتصالات WFP به مراتب دارای عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش‌رونده می‌باشند و توانایی بیشتری در انتقال نیروها داشته و خرابی را حتی المقدور محدود می‌نمایند و در هنگام حذف ستون به تیرهای پیرامونی کمک بیشتری در تحمل تنش‌های وارده می‌کنند.

۷- پیشنهادها برای کارهای آتی

۱- بررسی اثر جدارهای میان قابی و جانمایی بازشوها در روند خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی که در اتصالات آن‌ها از فولاد با تنس تسلیم پایین استفاده شده است.

۲- بررسی سایر آلیاژها غیر از روی و آلومینیوم در ساخت فولاد با تنش تسلیم پایین و اثر آن‌ها بر روی خرابی پیش‌رونده

از بین اتصالات مورد بررسی، ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرها، اتصالات اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (WFP) می‌باشند.

در قاب‌هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است نیز بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت یا DCR تیرهای پیرامون محل حذف، متعلق به قاب‌های دارای اتصال FF و WUF-W می‌باشند؛ DCR تیرهای متصل به این اتصالات به مراتب کمتر از مقادیر متناظر با اتصالات RBS و WFP شده است. از سوی دیگر ضعیف‌ترین عملکرد از جنبه DCR تیرهایی که در اتصالات آن‌ها از ورق با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است، متعلق به قاب‌های دارای اتصال WFP می‌باشند. در این اتصالات برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می‌شود و هیچ‌گونه تماس مستقیم بین تیر و ستون وجود ندارد

استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین در محل اتصالات فولادی در اتصالات WUF-W مؤثر بوده و مقادیر DCR تیرها را تا حدودی کاهش داده است. به عنوان مثال هنگامی که ستون در طبقات همکف و دوم حذف شده است، مقدار بیشینه DCR تیرهای مجاور به محل حذف در حالت‌های متناظر با استفاده از فولاد St37 به ترتیب حدوداً به مقدار ۱۴ و ۱۰ درصد بیشتر از مقادیر متناظر در حالت استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین شده است. از این رو می‌توان بیان نمود که استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین‌تر با توجه به نوع اتصال می‌تواند در بهبود رفتار قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده مؤثر باشد.

در قاب‌هایی که در آن‌ها از اتصالات WFP استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی ایجاد شده به طور نسبتاً قابل ملاحظه‌ای از مقادیر متناظر در قاب‌های با اتصالات دیگر بیشتر شده است؛ از سوی دیگر کمترین مقادیر نیروی برشی در قاب‌هایی ایجاد شده است که اتصال آن‌ها از نوع FF می‌باشند. این اتصالات با عملکرد خود سبب توزیع یکنواخت نیرو می‌شوند و مقاومت قاب را در برابر خرابی پیش‌رونده افزایش می‌دهند.

در قاب‌هایی که در محل اتصال آن‌ها از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، بیشینه نیروی برشی متناظر با اتصالات RBS در بیشتر حالت‌های حذف ستون



- [13] FEMA 350, (2000), Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [14] Guo, L., Gao, S., Fu, F. and Wang, Y. (2013), "Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 89, pp. 236-251.
- [15] Fu, F. (2009), "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modelling method", *Journal of constructional steel research*, Vol. 65, pp. 1269-1278.
- [16] GB50017, (2003), Code for design of steel structures. Beijing (China): China Construction Industry Press.
- [17] ABAQUS theory manual. Pawtucket, (2011), R.I: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.; Version 6.11.

۳- بررسی اثر مشخصات مکانیکی و هندسی انواع اتصالات تیر-ستون ساختمان‌های فولادی نامنظم در پلان و ارتفاع در برابر خرابی پیش‌رونده

۸- مراجع

- [1] Unified Facilities Criteria (UFC), (2009), 4-023-03-Design of buildings to resist progressive collapse, Dept of Defense, Washington (DC).
- [2] GSA, (2003), "Progressive collapse analysis and design guidelines for federal office buildings and major modernization projects", The U.S.General Services Administration.
- [3] Bagheripourasil, M., Mohammadi, Y. and Gholizad, A. (2017), "A proposed procedure for progressive collapse analysis of common steel building structures to blast loading", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, pp. 2186-2194.
- [4] Kim, T. and Kim, J. (2009), "Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp.1316-1322

[۵] نوری، غ.ر.، قنوی رسنگار، ا. و یوسف پور اوندری، ا. (۱۳۹۸)، "بررسی اثر انواع اتصالات گیردار بر رفتار قاب خمشی فولادی تحت خرابی پیش‌رونده"، *مجله علمی پژوهشی عمران شریف*، دوره ۳۵.۲، شماره ۴.۱، شماره پیاپی ۴، ص. ۹۳-۱۰۰.

- [6] Hashemi Rezvani, F., Yousefi, A.M. and Ronagh, H.R. (2015), "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames", *Structures*, Vol. 3, pp. 81-89.
- [7] Wang, W., Fang, C., Qin, X., Chen, Y. and Li, L. (2016), "Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse", *Engineering Structures*, Vol. 106, pp. 332-347.
- [8] Li, L.L., Li, G.Q., Jiang, B. and Lu, Y. (2018), "Analysis of robustness of steel frames against progressive collapse", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 143, pp. 264-278.
- [9] Zhang, J., Jiang, J., Xu, S. and Wang, Z. (2018), "An investigation of the effect of semi-rigid connections on sudden column removal in steel frames", *Structures*, Vol. 13, pp. 166-177.
- [10] Wang, W., Fang, C., Qin, X., Chen, Y. and Li, L. (2016), "Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse", *Engineering Structures*, Vol. 106, pp. 332-347.
- [11] He, H., Chen, K. and Li, R. (2015), "Seismic performances of replaceable steel connection with low yield point metal," *Advances in Materials Science and Engineering*, Vol. 2015, pp. 1-11.
- [12] ETABS, C. (2015), 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures Inc.

پی نوشت

- 1 Welded flange plate
 2 Welded unreinforced flange-welded web
 3 Reduce beam section
 4 Free flange
 5 Demand-capacity ratio



رفتار دیوار برشی با ورق فولادی در ساختمان های بلند مرتبه

مهدی قاسمیه^{۱*}، ناصر حیدری^۲

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

۲- دانش آموخته مهندسی سازه، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۲-۱۱۱۵۵، m.ghassemieh@ut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۱/۲۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۲۰)

چکیده

سیستم دیوار برشی فولادی، به تعدادی محدود در سه دهه اخیر، به عنوان سیستم اصلی مقاوم در برابر نیروی جانبی به کار گرفته شده است. این سیستم دارای شکل پذیری بالا و همچنین قابلیت اتلاف انرژی بالایی می باشد که خود اهمیت آن را افزایش می دهد. در این مقاله به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه تا بیست طبقه که طبق آیین نامه امریکا طراحی شده است می پردازد. در این مطالعه مدل سازی با استفاده از المان های پوسته ای و سپس مقایسه آن با نتایج حاصل از مدل سازی جایگزین میله ای پرداخته شده است. به منظور اعتبارسنجی کردن روش مدل سازی، مدلی چهار طبقه با خصوصیات غیرخطی مادی و هندسی به روش اجزاء محدود تحلیل شده است که تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهد. پس از بررسی رفتار این نوع دیوارها، تاثیر پارامتر تعیین کننده تعداد طبقات بر کمیت هائی از قبیل سختی اولیه، مقاومت نهائی سیستم و نرمی سیستم مورد ارزیابی قرار گرفت. در انتها رفتار دیوار برشی فولادی با قاب خمشی مقایسه و تأثیر بازشوها بر رفتار دیوار برشی فولادی بررسی شده است.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، ساختمان های بلندمرتبه، روش بارافزون، منحنی هیستریزس، روش اجزاء محدود

Behavior of high rise structures with steel plated shear walls

M. Ghassemieh, N. Haidari

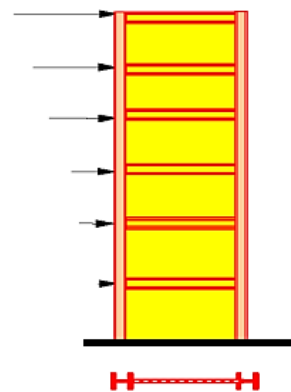
Abstract

This paper focused on the behavior of steel plate shear walls (SPSW) in high-rise buildings. The influence of essential parameters including number of stories, stress angles and openings and investigated. Comparison with moment resistant frame and alternative method of modeling the shear walls with Strip elements is investigated. Using finite element method, a four story steel plated shear wall which has been tested before was modeled and the results obtained were compared with the test data. Comparison of the results approved the numerical modeling. Then the 20-story, 15-story and 10-story steel plated shear walls were designed in accordance with AISC-Seismic Provisions to make results more practical. Comparing steel pated shear walls with different heights with each other, it is noticed that with lowering SPSWs, its initial stiffness improves and its ultimate strength decreases; but the overall ductile behavior was maintained. Also to make it useful and practical, moment resistant frames were modeled similar to SPSWs but without infilling panels. This research showed that with lowering the SPSW height, its behavior gets closer to moment resistant frames. Also behavior of SPSWs with openings was studied. Four openings in a same position, same width and different height were modeled to see the effect of openings on the overall SPSW's behavior. Generally, it was observed that an opening in infilling panels reduces SPSW's initial stiffness and final strength.

Keywords

Steel plate shear wall, High rise structure, Push over analysis, Hysteresis, Finite element method

وظیفه دیوار برشی تحمل نیروهای جانبی زلزله، بدون تخریب قسمت باربر اصلی این سیستم، که ستون‌ها هستند، می‌باشد. این سیستم شامل دو ستون محیطی در اطراف، یک تیر در بالای طبقه، یک تیر در پایین طبقه و همچنین ورقی پرکننده بین این اعضای محیطی می‌باشد. این سیستم شباهت بسیاری به سیستم تیروورق دارد. همانطور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود در این سیستم ستون‌ها نقش بال، ورق دیوار برشی فولادی نقش جان و تیرها نقش سخت کننده را در تمثيل به تیروورق بازی می‌کنند. سیستم‌های دیوار برشی فولادی از ابتدای ۱۹۷۰ مورد استفاده و پژوهش قرار گرفته است. متداول‌ترین تحقیق و کاربرد بر روی دیوار برشی فولادی در امریکای شمالی بوده که سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده با ورق نازک می‌باشد. در ژاپن سیستم دیوار برشی فولادی با سخت کننده متداول‌تر بوده است [۱]. صرف نظر از اینکه کدام سیستم مورد استفاده قرار گرفته شود، تشخیص اینکه کدام سیستم، در کل گزینه مناسب می‌باشد، مهم است. فواید و مضرات این سیستم بسته به نوع ساختمانی که در آن لحاظ شده، در زیر آورده شده است. از سال ۱۹۷۰ تا کنون مهندسين سازه از دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان های بلند در مناطق لرزه خیز مانند کالیفرنیا و ژاپن استفاده کرده‌اند [۲].



شکل ۱- دیوار برشی فولادی

آزمایشات متعددی بر روی دیوار برشی فولادی انجام گرفته است که از میان آن‌ها می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد. یک نمونه یک طبقه با استفاده از ورق با مقاومت کم برای ورق جان دیوار برشی فولادی و همچنین استفاده کردن از سیستم مقطع کاهش یافته (RBS) در دو انتهای تیرهای بالا و پایین دیوار برشی فولادی توسط Vian و Bruneau انجام گرفت [۳]. این

نمونه دارای عرضی بیشتر از ارتفاع خود بود و شکل پذیری بالایی در طول آزمایش از خود نشان داد. دو نمونه یک طبقه با استفاده از ورق با مقاومت کم برای ورق جان دیوار برشی فولادی توسط Kharrazi مورد آزمایش قرار گرفت [۴]. این نمونه‌ها شکل پذیری بالایی در طول آزمایش از خود نشان داد. دو نمونه سه طبقه با استفاده از ورق نازک با مقاومت کم برای جان دیوار برشی فولادی و با اتصالات متفاوت تیر به ستون صلب و ساده توسط Sabouri-Ghomi و Gholhaki مورد آزمایش قرار گرفت [۵]. در طول آزمایش تا انتها، هیچ گونه علایمی از کماتش ناحیه‌ای و کلی در ستون‌ها مشاهده نشد و نمونه‌ها رفتار مناسبی را در طول آزمایش از خود نشان دادند. یک نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه توسط Driver و همکارانش مورد آزمایش قرار گرفت [۶]. آنها از بارگذاری چرخه‌ای مطابق با پروتکل ATC-24 در طول آزمایش‌ها استفاده نمودند [۷]. این نمونه نیز شکل پذیری بالایی از خود نشان داد و در پایان کماتش ناگهانی ناحیه‌ای بال‌های پایین ستون منجر به شکست شده است. تحقیقات بر روی تأثیر اتصال ساده در مقابل اتصال صلب تیر به ستون بر رفتار کلی دیوار برشی فولادی توسط Caccese [۸]، پاسخ دینامیکی دیوار برشی فولادی توسط Sabouri-Ghomi و Roberts [۹] و Rezai [۱۰]، دیوار برشی فولادی با ورق نازک توسط Berman و Bruneau [۱۱]، تأثیر سوراخ در ورق بر دیوار برشی فولادی توسط Rezai [۱۰] و Sabouri-Ghomi و Roberts [۹] و تأثیر اتصال پیچی ورق به قاب در اتصال جوشی ورق انجام شده است. تحقیقات روی مقاومت پس از کماتش جان تیروورق با استفاده از روش اجزاء محدود توسط Roberts و Shahabian [۱۲]، Lee و Yoo [۱۳]، Marsh [۱۴] نیز بینشی نسبت به رفتار پس از کماتش و بر هم کنش خمشی-برشی فولادی با نسبت عرض به ضخامت قابل مقایسه با تیروورق‌های معمولی، ایجاد کرده است. تأثیر سختی اعضای مرزی بر روی رفتار قبل و بعد از کماتش ورق جان دیوار برشی فولادی نیز پرداخته شده است، که در آن نشان داده شده است که سختی پیچشی اعضای مرزی بر بار کماتش ارتجاعی و مقاومت پس از کماتش ورق مؤثر است [۱۵]. به تازه‌گی Shishkin و همکارانش رفتار دیوار برشی را با استفاده از مدل‌های میله‌ای تغییر یافته با در نظر گرفتن مسائلی از قبیل جاری شدن ورق و شکست بررسی نمودند [۱۶]. Berman رفتار و طراحی دیوار برشی را با استفاده از آئین نامه کانادا کنترل نموده و با تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی دررفت‌های طبقات را که با آئین نامه مطابقت داشت بررسی نمود [۱۷].

زاویه تنش بر رفتار دیوار برشی فولادی بررسی شده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های واقعی با استفاده از المان پوسته و مدل‌سازی با استفاده از المان‌های جایگزین میله‌ای برای دیوارهای برشی فولادی بلند مرتبه انجام شده که میزان عدم صحت مدل‌سازی با استفاده از المان جایگزین میله‌ای گزارش گردیده است. نهایتاً پارامتر تأثیر گذار در رفتار این نوع دیوارها که بازشوها هستند، بررسی می‌گردد.

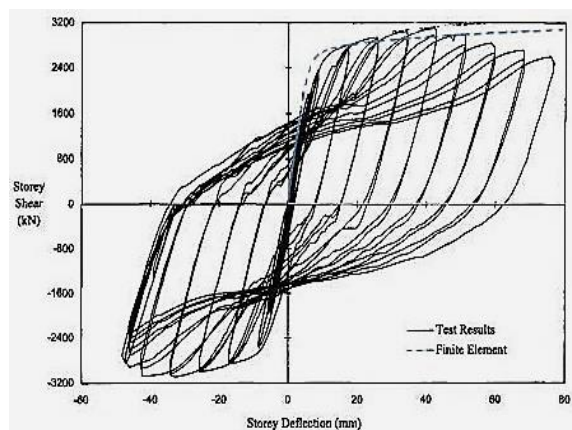
۲- مدل‌سازی دیوار برشی فولادی

برای مدل‌سازی و تحلیل نمونه دیوار برشی چهار طبقه Driver و همکارانش [۶] انتخاب گردیده است. ابعاد ورق‌ها $2753 \times 1637 \times 4/65$ میلی‌متر برای طبقه اول، $2753 \times 1539 \times 4/54$ میلی‌متر برای طبقه دوم، $2753 \times 1637 \times 3/40$ میلی‌متر برای طبقه سوم و برای طبقه آخر $2753 \times 1318 \times 3/35$ میلی‌متر می‌باشد. تیرهای سه طبقه اول $W310 \times 60$ و طبقه آخر $W530 \times 82$ بوده و به عنوان ستون در این قاب از پروفیل $W310 \times 118$ استفاده شده است. ارتفاع طبقات از پایین به بالا به ترتیب ۱۹۲۷، ۱۸۲۹، ۱۸۲۹ و ۱۸۳۶ میلی‌متر و فاصله محور ستون‌ها از یکدیگر ۳۰۵۰ میلی‌متر می‌باشد. نمونه به صورت استاتیکی و به روش بارافزون مورد آزمایش قرار گرفت و با نتایج حاصل از آزمایش که برگرفته از بارگذاری چرخه‌ای بود مورد مقایسه قرار گرفت. برای بررسی رفتار این دیوارها، از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS [۲۷] استفاده شده است. برای تیر و ستون و ورق دیوار در مدل پوسته ای از المان S4 استفاده شده است که یک المان چند منظوره با قابلیت در نظر گرفتن کرنش‌های بزرگ و دارای خواص پلاستیک می‌باشد. مدل ساخته شده در شکل (۲) مشاهده می‌شود، در این مدل تمام اتصالات به صورت کاملاً گیردار در نظر گرفته شده است و به منظور دقت بیشتر تمام اعضا به قطعات ۵۰ میلی‌متری تقسیم بندی شده‌اند. ابعاد و همچنین تمام خصوصیات فولاد به کار رفته در هر قسمت از دیوار برشی فولادی همانند آزمایش می‌باشد. برای تمام اعضا معیار سخت‌شوندگی ایزوتروپیک چند خطه در نظر گرفته شده است. برای کمانش کردن ورق لازم است که در ابتدا نقاطی در ورق نقص داشته باشند؛ به عبارتی تغییر مکان کوچک خارج از صفحه داشته باشند. محل این نقاط باید به نحوی باشد که کمانش ورق به صورت فزاینده‌ای آغاز گردد و در انتهای آزمایش ورق چروک خورده باشد. برای رسیدن به این منظور تغییر مکان‌های خارج از صفحه را دقیقاً در محل بیرون زدگی ورق در مد اول کمانش قرار دادیم. با در نظر گرفتن رفتار

اکثر محققین تحلیل‌های عددی به روی دیوارهای برشی را با استفاده از روش اجزاء محدود انجام داده‌اند که اخیراً Gu و همکارانش [۱۸] و همچنین Zhang و همکارانش [۱۹] تحلیل‌های دینامیکی روی دیوارهای برشی را با استفاده از روش المان‌های مرزی بررسی نمودند. Mortazavi و همکارانش [۲۰] و Ghassemieh و Haidari [۲۱] پارامترهای تأثیرگذار روی دیوار برشی فولادی از قبیل ضخامت، سختی اجزاء مرزی، نسبت درازا به پهنای ورق و اثر سخت کننده‌ها را نیز بررسی نمودند. Rahmzadeh و همکارانش [۲۲] در مطالعه‌ای عددی، اثر سخت کننده‌ها را روی دیوارهای برشی فولادی بررسی نمودند. SabouriGhomi و Mousavi Gieh-Geshlagi [۲۳] در مطالعه‌ای بررسی تحلیلی و عددی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ستون‌های غیر یکسان را بررسی نمودند. نتایج مدل‌های تحلیلی و صحت آن با نتایج آزمایشگاهی حاکی از انطباق خوب نتایج ایشان بود. Gholipour و Alinia در مطالعه‌ای، رفتار سازه چند طبقه‌ای با دیوار برشی را تحت بارگذاری از نوع بارافزون و نوع الگوهای متفاوت بار بررسی نمودند. نتایج بررسی ایشان حاکی از این بود که نحوه بار وارده و الگوی بارگذاری می‌تواند در سختی جانبی سیستم را تحت تغییراتی قرار دهد [۲۴]. Ebadi و Farajloomanesh [۲۵] فلسفه طرح لرزه‌ای بهینه دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن مشارکت قاب پیرامونی در رفتار سیستم را مطالعه نمودند. مطالعات ایشان نشان داد که استفاده از روش‌های رایج طراحی و اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی و صرف‌نظر از ظرفیت قاب پیرامونی می‌تواند منجر به طراحی خیلی محافظه کارانه باشد و چنانچه طراحی لرزه‌ای این سیستم با در نظر گرفتن مجموع ظرفیت ورق فولادی و قاب پیرامونی انجام شود، به مراتب مهندسی‌تر و اقتصادی‌تر می‌گردد. Ramla و همکارانش در یک مطالعه بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی را تحت بارهای لرزه‌ای مصنوعی را انجام دادند [۲۶]. نتایج بدست آمده نشان دهنده رفتار مطلوب و شکل پذیر این نوع دیوار بوده است.

هدف از این مقاله بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه بوده، که کمتر به آن پرداخته شده و آزمایشات و حتی مدل‌سازی‌ها محدود به سازه‌های کوتاه بوده است. در این مقاله دیوارهای برشی فولادی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته و همچنین نتایج آن با نتایج تحلیل روش جایگزین توصیه شده در آیین‌نامه‌های کانادا و آمریکا مقایسه شده است. پس از اعتبارسنجی روش مدل‌سازی، رفتار دیوارهای برشی فولادی بلند مرتبه با قاب‌های خمشی مقایسه و در ادامه تأثیر پارامتر

نمودار نیرو- تغییر مکان طبقه اول از این تحلیل در شکل (۳) نشان داده شده است. همانطور که در نمودار هیستریزس مدل آزمایشگاهی نشان داده شده، تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل کامپیوتری وجود دارد.



شکل ۳- نمودار هیستریزس جابجایی و نیروی طبقه اول مدل آزمایشگاهی [۶] و نتایج بارافزون مدل کامپیوتری

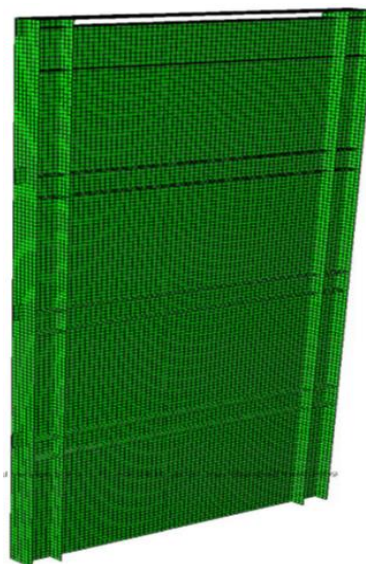
۳- مدل‌سازی دیوار برشی با المان میله

روش‌های مختلفی برای تحلیل ورق برشی فولادی به کار گرفته می‌شود. یکی از متداول‌ترین این روش‌ها، استفاده از المان میله‌ای یا نواری ناحیه کششی است [۲۸]. این میله‌های کششی مانند اعضای کششی طراحی می‌شوند. ابعاد اولیه اعضا با استفاده از مدلی ساده که ورق در آن با یک بادبند دو سر مفصل جایگزین شده، بدست می‌آید. در این روش زاویه المان بادبندی دو سر مفصلی که نشان دهنده زاویه انحراف تنش‌های کششی اصلی می‌باشند، از معادله ذیل بدست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{wl} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{wL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h_s^4}{180I_c L^2}} \quad (1)$$

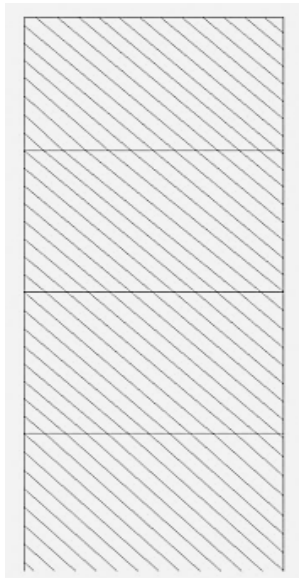
در رابطه فوق α زاویه المان میله‌ای، L طول ورق دیوار، h ارتفاع ورق دیوار، w ضخامت ورق دیوار، A_c سطح مقطع اعضای مرزی عمودی (ستون)، A_b سطح مقطع اعضای مرزی افقی (تیر) و I_c گشتاور ماند اعضای مرزی عمودی (ستون) می‌باشند. سپس مدل دیگری به نام مدل نواری و یا چند نواری که ورق را به صورت دسته‌ای عضو خرابایی یا محوری یا نوار کششی با زاویه نسبت به قائم از افق نمایش می‌دهد برای تحلیل دیوار برشی فولادی فراهم می‌گردد (شکل (۴)). با توجه به زمان طولانی تحلیل مدل‌های با استفاده از المان پوسته، مدلی ساده‌تر،

غیرخطی هندسی نقص‌های ایجاد شده در ورق سبب کماتش فزاینده ورق می‌گردند. چون در آزمایش بال تیر طبقات مهارجانبی شده بودند تا خارج از صفحه عمل نکنند، در مدل نیز بال بالای تمام تیرهای در جهت خارج از صفحه مهار شدند. نقاط اتصال ورق به زمین در شش درجه آزادی گیردار فرض شده است؛ زیرا در آزمایش نیز چنین بوده است.

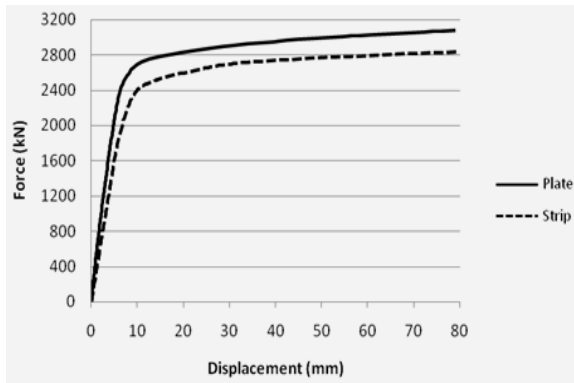


شکل ۲- مدل کامپیوتری دیوار برشی فولادی

در انجام آزمایش، بارگذاری نمونه‌ها به صورت چرخه‌ای و شبه استاتیکی صورت گرفته [۶] و از ATC-24 به عنوان پروتکل بارگذاری [۷]، که در آن از جابجایی تسلیم تغییرمکان به عنوان پایه‌ای برای افزایش دامنه بارگذاری می‌باشد، استفاده گردید. با توجه به این که گام‌های پروتکل بارگذاری ATC-24 بر اساس تغییرمکان تسلیم می‌باشند، بر همین اساس باید قبل از تدوین پروتکل چرخه‌ای، ابتدا با بارگذاری یک طرفه، تغییرمکان جاری شدن برای هر اتصال به دست آید. سپس گام‌های پروتکل تعیین گردد. روند و گام‌های تغییرشکلی پروتکل بارگذاری ATC-24 بدین شرح است که ابتدا حداقل شش چرخه تغییرمکان کمتر از تغییرمکان تسلیم باید اعمال شود، سپس سه چرخه تغییرمکانی که برابر تغییرمکان تسلیم اعمال گردد، متعاقباً سه چرخه تغییرمکانی که دو برابر تغییرمکان تسلیم اعمال شود، سپس سه چرخه تغییرمکانی که سه برابر تغییرمکان تسلیم باشد باید اعمال گردد و برای چرخه‌های بعدی حداقل دو چرخه با تغییرمکان‌هایی با افزایش گام تغییرمکانی در هر گام، به میزان تغییرمکان جاری شدن اعمال شود.



شکل ۴- مدل نواری چهار طبقه



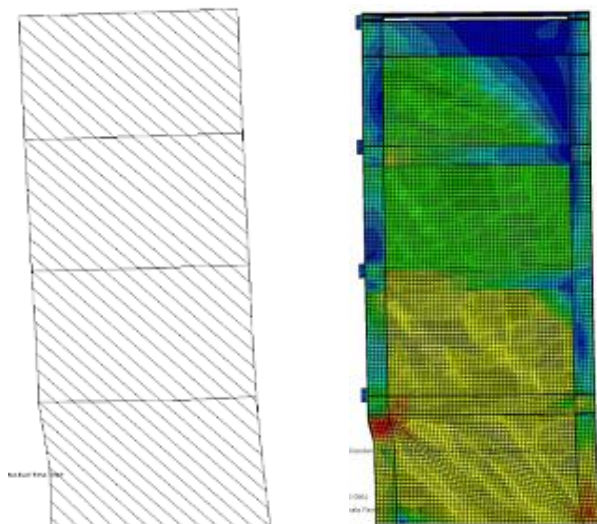
شکل ۵- نمودار نیرو-تغییر مکان مدل های نواری و پوسته ای

۴- دیوارهای برشی بلندمرتبه مورد مطالعه

در این قسمت برای بررسی، از ساختمان های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه طراحی شده طبق آیین نامه لرزه ای AISC استفاده گردیده است [۳۰]. با استفاده از مدل سازی نواری نیروهای طراحی اعضای مرزی بدست می آید. علاوه بر الزامات کلی این اعضا، مقاومت لازم اعضای مرزی عمودی باید بر اساس نیروهای مطابق با مقاومت مورد انتظار در کشش ورق تحت زاویه α باشد. برای طراحی این دیوار برشی فولادی، به عنوان مثال، ساختمان ۲۰ طبقه با ارتفاع هر طبقه چهار متر و فاصله داخل به داخل ستون ۴/۴۷ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد دیوار برشی طراحی شده در جدول (۱) ارائه گردیده است. همچنین تمام نیروها برای تمام اعضای مرزی افقی و عمودی و کنترل آن برای این تقاضا در نظر گرفته شده است.

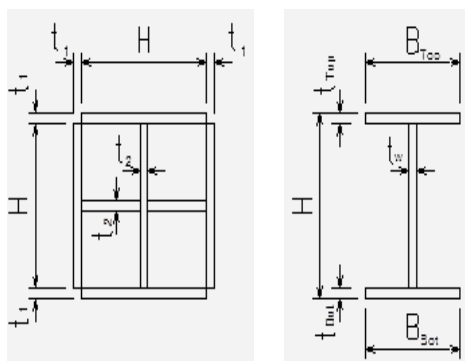
با زمان تحلیل کمتر و دقت کافی می تواند جایگزین خوبی برای ورق باشد. آیین نامه کانادا [۲۹] مدل میله ای حوزه کششی با حداقل ۱۰ میله (یا نوار) در جهت α را پیشنهاد می نماید. برای نشان دادن سختی محدود فولاد در فشار، خصوصیات سخت کننده در جهت حوزه کششی، باید خصوصیات سختی کامل باشد؛ در حالی که خصوصیات سخت کننده در جهت عمود بر حوزه کششی باید قسمتی از سختی باشد. برای بدست آوردن ابعاد این المان ها در مدل سازی میله ای یا نواری، ابتدا باید زوایای این المان ها (α) را طبق رابطه فوق بدست آورد. با داشتن این امتداد می توان عرض مؤثر ورق، که در راستایی عمود بر زاویه بدست آمده می باشد، را بدست آورده و سپس با انتخاب تعداد میله های لازم، عرض هر نوار را محاسبه نموده و با داشتن ضخامت ورق می توان سطح مقطع این المان را محاسبه کرد. در این قسمت با استفاده از روش نواری و با در نظر گرفتن ۲۰ المان میله ای برای هر ورق، زوایا و سطح مقطع المان های میله ای را در هر طبقه به دست آورده و از روی این مساحت ها المان های میله ای با قطر ۱۳/۳ تا ۱۵/۷ میلی متر را جایگزین المان پوسته در مدل می کنیم. شکل (۴) نمایی از این مدل را نشان می دهد. برای مدل سازی از المان B31 استفاده شده است و اتصال تمام اعضا به زمین گیردار در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی نیز برای تمام المان ها در نظر گرفته شده است. با توجه به جهت تنش اصلی (همان زاویه قرار گیری نوارها)، در هر طبقه زاویه بدست آمده حدوداً ۴۲ درجه می باشد. در شکل (۵) نمودار نیرو بر حسب تغییر مکان طبقه اول مدل نواری (strip) را ارائه می نماید. به علت در نظر نگرفتن سختی ورق هایی که خارج از حوزه کششی قرار دارند، این مدل سختی کمتری را در مقایسه با مدل با استفاده از المان پوسته (plate) نشان می دهد. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل (۵) و داشتن سرعت تحلیل بالا، مدل نواری را جایگزین مناسبی نسبت به مدل اصلی برای سازه های تا این ارتفاع خواهد نمود. در این مثال، زمان تحلیل مدل دیوار برشی با المان پوسته تقریباً ۱۴ برابر زمان تحلیل برای دیوار برشی فولادی با المان نواری است.

شکل (۶) تصویر تغییر شکل یافته نمونه را در پایان تحلیل با استفاده از المان های پوسته و میله ای را ارائه می نماید که در آن نقطه شکست قاب قابل مشاهده است. همانطور که در آن شکل قابل مشاهده است، مکانیزم فروپاشی دو مدل با نتایج آزمایشگاهی (سمت چپ شکل)، مشابه بوده و هر دو از ناحیه اتصال تیر به ورق در یک سمت و ستون به صفحه ستون از سمت دیگر دچار فروپاشی شده اند.



شکل ۶- مدل کامپیوتری و محل شکست نمونه آزمایشگاهی [۶]

در شکل (۷) مقاطع ستون و تیر را برای مثال طراحی شده، ارائه گردیده است و ملاحظه می‌شود که مقاطع انتخاب شده برای ستون قوطی بوده که دو ورق متعامد و به صورت صلیبی درون آن جای گرفته است. گنجاندن این ورق‌ها به دلیل بالا بودن تقاضای نیروی محوری در این اعضا و همچنین تأمین سختی لازم برای شکل‌گیری عملکرد حوزه کششی در ورق جان‌ها می‌باشد. تغییر مقطع این اعضا نیز طبق آیین‌نامه با شیب یک به شش صورت گرفته است. جدول (۲) و (۳) ابعاد و اندازه‌های مقاطع تیر و اندازه‌های ستون ارائه شده است. به دلیل نبود الزامات کافی برای طراحی اعضای مرزی افقی، در این طراحی بیشتر سعی شده است که تناسب ابعادی بین اعضای مرزی افقی (تیرها) و اعضای مرزی عمودی (ستون‌ها) برقرار شود، تا عملکرد مناسبی داشته باشد.



شکل ۷- مقاطع تیر و ستون

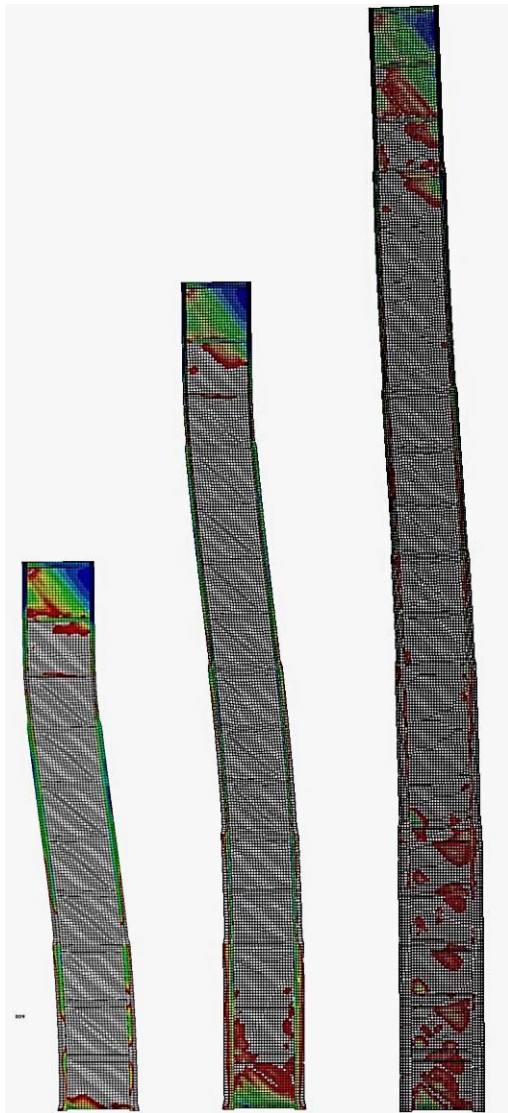
همانطور که در جدول (۲) و (۳)، ابعاد ستون‌ها از ۳۵۰ میلی‌متر در بالاترین طبقه تا ۹۰۰ میلی‌متر در پایین‌ترین طبقه

جدول ۱- تغییرات M ، K و V در لحظه 0.02 رادیان

سطح طبقه	ستون	تیر	ضخامت ورق دیوار (mm)	مقطع ستون (mm ²)	مقطع تیر (mm ²)
۲۰	C-04	PG-05	۴	۱۱۲۰۰	۴۵۰۰۰
۱۹	C-04	PG-03	۴	۸۴۰۰	۴۵۰۰۰
۱۸	C-04	PG-03	۴	۸۴۰۰	۴۵۰۰۰
۱۷	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۶	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۵	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۴	C-07	PG-05	۸	۱۱۲۰۰	۹۰۰۰۰
۱۳	C-08	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۰۵۰۰۰
۱۲	C-08	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۰۵۰۰۰
۱۱	C-09	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۲۶۰۰۰
۱۰	C-10	PG-08	۱۰	۱۶۰۰۰	۱۴۴۰۰۰
۹	C-10	PG-08	۱۰	۱۶۰۰۰	۱۴۴۰۰۰
۸	C-11	PG-11	۱۰	۲۴۰۰۰	۱۶۸۰۰۰
۷	C-11	PG-11	۱۰	۲۴۰۰۰	۱۶۸۰۰۰
۶	C-12	PG-11	۱۲	۲۴۰۰۰	۱۸۹۰۰۰
۵	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۴	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۳	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۲	C-14	PG-14	۱۵	۳۶۰۰۰	۲۴۰۰۰۰
۱	C-14	PG-14	۱۵	۳۶۰۰۰	۲۴۰۰۰۰



قابل مشاهده است. در نمای تغییر شکل یافته این سه مدل، توزیع تنش فون میسز، با حداکثر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع که تنش تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی می باشد، در پایان تحلیل دیده می شود. بدین صورت که رنگ خاکستری به معنای تنش های ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و به بالا می باشد. همانطور که مشاهده می شود غیر از یک و حداکثر دو طبقه اول و آخر در باقی طبقات، ورق جان دیوار برشی فولادی به تسلیم کامل رسیده است. در شکل (۹) نیز نمایی نزدیک تر از توزیع تنش در دیوار برشی ۱۵ طبقه تغییر شکل یافته در طبقات اول و هفتم ملاحظه می گردد. این شکل به طور واضح نشان می دهد که تمام ورق دیوار برشی فولادی در طبقات وسط به تسلیم کامل رسیده در حالی که ورق دیوار برشی در طبقه اول کماکان در حوزه الاستیک قرار دارد.



شکل ۸- تغییر شکل دیوار برشی فولادی

تغییر کرده است، که خود نشانگر بالا بودن نیروی طراحی این اعضا حتی در نبود بارهای ثقلی است. در این مدل کامپیوتری از بارگذاری بارافزون استفاده شده است. برش های اعمال شده به هر طبقه مانند فرضیات طراحی متناسب با ارتفاع طبقه نسبت به سطح زمین می باشد که بر گرفته از روش استاتیکی معادل در بارگذاری لرزه ای می باشد.

جدول ۲- ابعاد و اندازه های مقاطع تیر

تیر	H (mm)	B _{Top} (mm)	t _{Top} (mm)	t _w (mm)	B _{Bot} (mm)	t _{Bot} (mm)
PG-03	۳۳۰	۲۰۰	۱۵	۸	۲۰۰	۱۵
PG-05	۴۴۰	۲۰۰	۲۰	۸	۲۰۰	۲۰
PG-08	۵۵۰	۲۴۰	۲۵	۸	۲۴۰	۲۵
PG-11	۶۶۰	۳۰۰	۳۰	۱۰	۳۰۰	۳۰
PG-14	۸۶۰	۴۰۰	۳۰	۱۵	۴۰۰	۳۰

جدول ۳- ابعاد و اندازه های مقاطع تیر

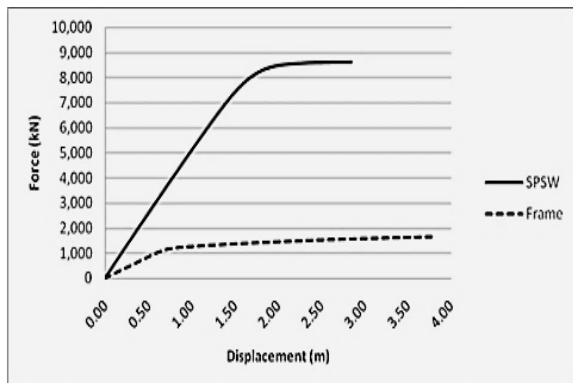
نام	پروفایل	H (mm)	B (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)
C-04	B300x25	۳۵۰	۳۵۰	۲۵	۲۵
C-06	B400x30	۴۶۰	۴۶۰	۳۰	۳۰
C-07	B500x30	۵۶۰	۵۶۰	۳۰	۳۰
C-08	B500x35	۵۷۰	۵۷۰	۳۵	۳۵
C-09	B600x35	۶۷۰	۶۷۰	۳۵	۳۵
C-10	B600x40	۶۸۰	۶۸۰	۴۰	۴۰
C-11	B700x40	۷۸۰	۷۸۰	۴۰	۴۰
C-12	B700x45	۷۹۰	۷۹۰	۴۵	۴۵
C-13	B800x45	۸۹۰	۸۹۰	۴۵	۴۵
C-14	B800x50	۹۰۰	۹۰۰	۵۰	۵۰

۵- مقایسه رفتار دیوارهای بلندمرتبه

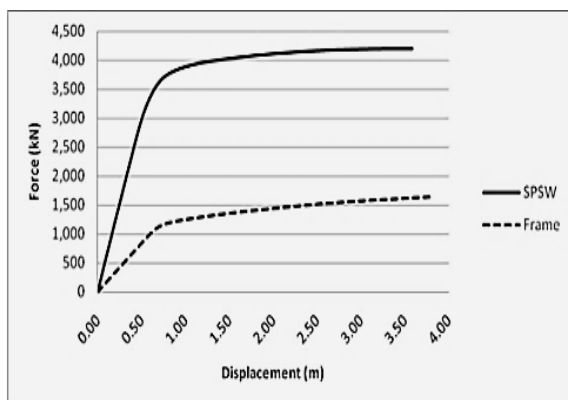
همانطور که در شکل (۸) مشاهده می شود به نوعی وقوع مد طبقه نرم در مکانیزم فروپاشی این سه مدل قابل مشاهده است. به این صورت که ابتدا دیوار برشی فولادی به صورت تیر طره با رفتار خمشی عمل کرده و سپس به دلیل به تسلیم رسیدن ورق جان دیوار در یک طبقه، جابجایی افقی در نمای تغییر شکل یافته دیوار برشی فولادی به وجود می آید، که این جابجایی در نمای تغییر شکل یافته مدل های ۱۵ و ۱۰ طبقه بهتر

۶- مقایسه رفتار دیوار برشی بلندمرتبه با قاب

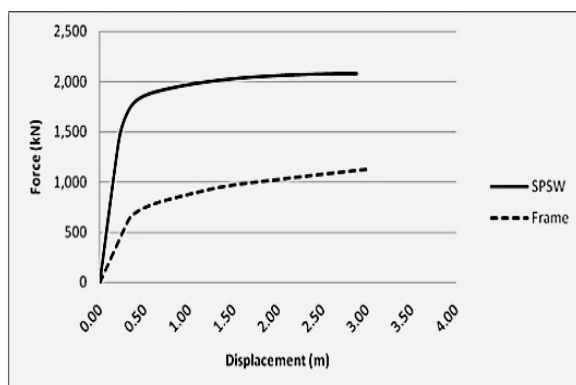
شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) مقایسه رفتار هر کدام از این دیوارهای برشی فولادی با قاب خمشی، که با حذف ورق‌های دیوار برشی فولادی بدست می‌آید، با استفاده از نمودار برش پایه بر اساس بیشترین جابجایی نشان داده شده را ارائه می‌نماید.



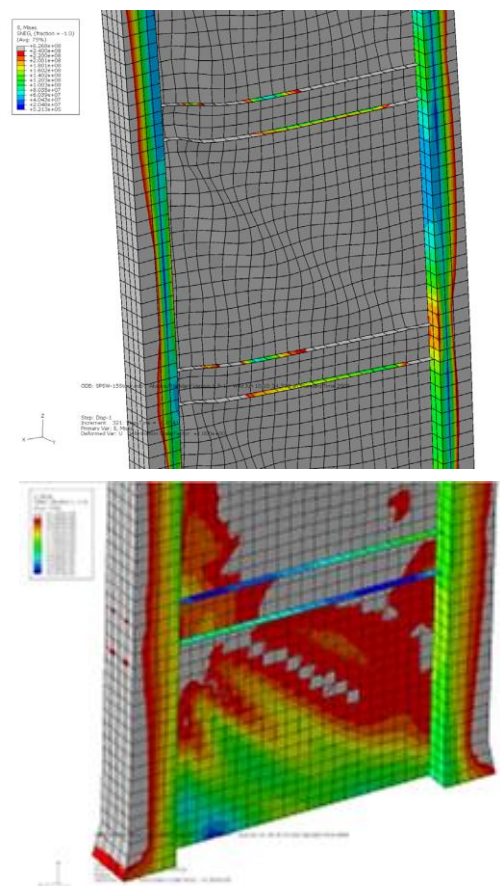
شکل ۱۱- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی ۲۰ طبقه



شکل ۱۲- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی (۱۵ طبقه)

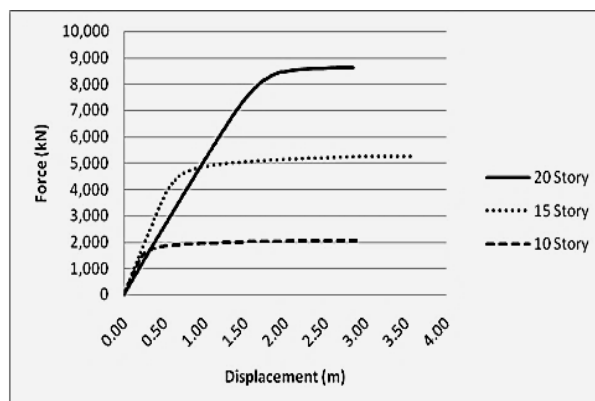


شکل ۱۳- نمودار برش پایه بر اساس جابجایی (۱۰ طبقه)



شکل ۹- توزیع تنش دیوار برشی فولادی ۱۵ طبقه در طبقات هفتم (بالا) و اول (پائین)

در شکل (۱۰) برش پایه بر اساس جابجایی بالاترین طبقه برای سه مدل ارائه شده است. همانطور که مشخص است، سختی دیوار برشی فولادی در اثر کاهش طبقات، افزایش و مقاومت نهایی آن، کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی



شکل ۱۴- تغییر شکل‌ها بعد از تحلیل قاب‌های خمشی

پرداخته می‌شود. با استفاده از روابط تنش‌های اصلی در دایره تنش مور و با در دست داشتن تنش‌های مان‌های ورق جان دیوار برشی فولادی می‌توان جهت تنش اصلی را محاسبه کرد، و سپس با مقادیر بدست آمده توسط رابطه ۱ مقایسه کرد. زاویه تسلیم ورق دیوار برشی فولادی (α)، راستایی است که بیشترین تنش در آن شکل می‌گیرد و موجب به تسلیم رسیدن ورق می‌شود، که در واقع همان راستای تنش اصلی حداکثر می‌باشد. راستای تنش‌های اصلی متوسط مان‌های نزدیک به تقاطع تیر و ستون در ورق جان دیوار برشی فولادی طبقات اول، پنجم، دهم، پانزدهم و بیستم مدل‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه و طبقات اول و چهارم مدل بحث شده، را بررسی و با مقادیر α بدست آمده از رابطه ۱ مقایسه می‌گردد. در شکل (۱۵) نمودار تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر (θ) با محور قائم، را در مدل ۱۰ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی ملاحظه می‌گردد. این مقادیر برای طبقات اول و پنجم نسبت به راستای عمود (مانند α) نشان داده شده است. با توجه به اینکه زاویه تسلیم ورق دیوار برشی فولادی برای تمام طبقات بین ۳۷ تا ۴۰ درجه (با میانگین ۳۸/۵ درجه) از راستای قائم می‌باشد، ملاحظه می‌شود که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم در طبقات پایین‌تر با مقادیر α همخوانی ندارد و فاصله نمودارهای طبقات

همانطور که در این اشکال ملاحظه می‌شود، سختی و مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی (SPSW) از سختی و مقاومت نهایی همان قاب (Frame) بدون وجود ورق دیوار برشی به مراتب بیشتر است. این اختلاف با کاهش تعداد طبقات نیز کاهش می‌یابد، بطوریکه مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه، پنج برابر قاب خمشی ۲۰ طبقه با همان مقاطع می‌باشد، و این عدد در مورد دیوار برشی فولادی ۱۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب به مقادیر ۲/۶ و ۱/۹ کاهش می‌یابد. نسبت سختی دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه، نسبت به قاب خمشی ۲۰ طبقه با همان مقاطع نیز، ۳/۱۱ و در مورد دیوار برشی فولادی ۱۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب، ۳/۶۳ و ۳/۸۷ می‌باشد. افزایش این نسبت نشان دهنده تأثیرپذیری بیشتر دیوار برشی فولادی نسبت به قاب خمشی، در برابر تغییر ارتفاع است، که سختی دیوار برشی فولادی آهنگ تندتری نسبت به قاب خمشی در کاهش سختی با افزایش ارتفاع است، که این نتایج را در جدول (۴) قابل مشاهده است.

جدول ۴- سختی اولیه و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی و

قاب‌های خمشی

مقاومت نهایی (kN)	سختی اولیه (kN/mm)	مدل	
۵۲۷۰	۸۶۲۸	دیوار برشی	۲۰ طبقه
۱۶۹۰	۳۰۳۰	قاب خمشی	
۶۴۳۰	۴۱۹۵	دیوار برشی	۱۵ طبقه
۱۷۷۰	۱۳۶۹	قاب خمشی	
۷۵۸۰	۲۰۷۷	دیوار برشی	۱۰ طبقه
۱۹۶۰	۱۱۳۰	قاب خمشی	

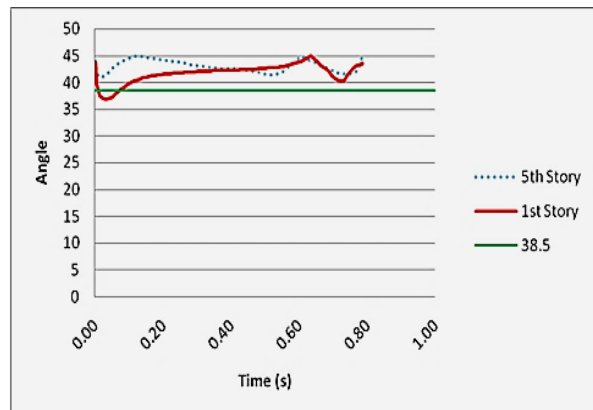
در شکل (۱۴) نمایی از مدل‌های قاب خمشی برگرفته شده از دیوار برشی فولادی را در قبل از شروع تحلیل و در پایان تحلیل ملاحظه می‌گردد. به خوبی تشکیل طبقه نرم را در طبقه چهارم از نمای تغییر شکل یافته قاب خمشی ۱۰ طبقه در آن شکل ملاحظه می‌شود. رفتار قاب خمشی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه، در طبقات بالا تقریباً برشی بوده که دلیلی به غیر از نسبت دهی اجزای این قاب‌ها ندارد.

۷- بررسی زاویه اصلی تنش در دیوار بلندمرتبه

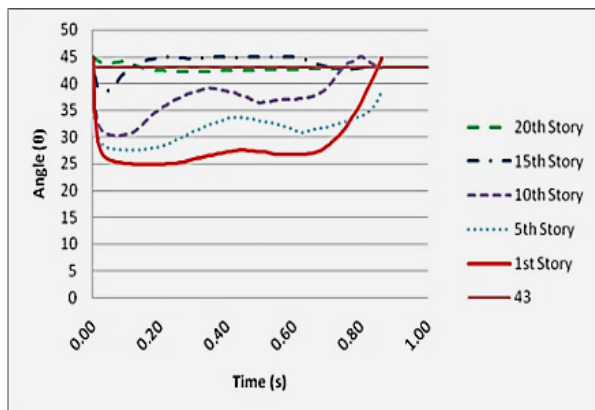
در این بخش به بررسی زاویه اصلی تنش در طبقات مختلف در سه مدل مورد بحث ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه دیوار برشی فولادی

پایین با نمودارهای طبقات بالا بیشتر شده است.

همانند نتایج مثال ۱۵ طبقه ملاحظه می‌گردد که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم در طبقات پایین تر با مقادیر α همخوانی ندارد و فاصله نمودارهای طبقات پایین با نمودارهای طبقات بالا بیشتر شده است. این نمودار بیانگر این است که با هر چه پایین تر رفتن در دیوار برشی فولادی، بدون در نظر گرفتن طبقه آخر که به دلیل شرایط مرزی رفتاری متفاوت دارد، زاویه تنش اصلی با قائم کاهش یافته و به قائم نزدیک تر می‌شود.



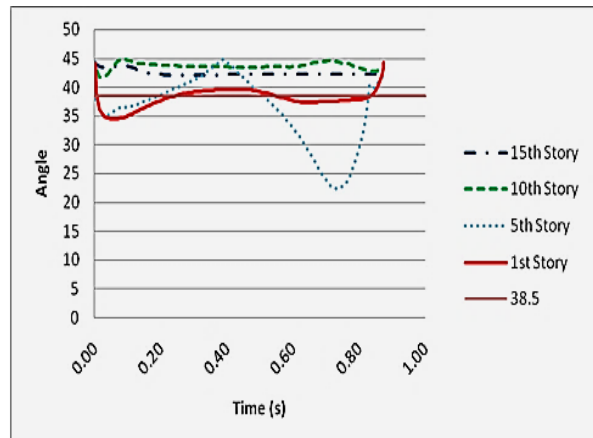
شکل ۱۵- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار ۱۰ طبقه



شکل ۱۷- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار (۲۰ طبقه)

شکل (۱۶) تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر (θ) ، را در مدل ۱۵ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی را ارائه می‌نماید. این مقادیر برای طبقات اول و پنجم، دهم و پانزدهم نسبت به راستای عمود (مانند α) نشان داده شده است. با توجه به اینکه زاویه تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی (α) برای تمام طبقات بین ۳۸ تا ۴۰ درجه (با میانگین ۳۹ درجه) از راستای قائم می‌باشد، ملاحظه می‌شود که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم تقریباً با زاویه تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی همخوانی دارد.

ملاحظه گردید، که زوایا از ۴۵ درجه که نشانگر برش خالص است شروع شده، سپس به قائم نزدیک شده و در نهایت نیز به هنگام فروپاشی سیستم به ۴۵ درجه بر می‌گردد. هر قدر زوایا کمتر باشند (و به قائم نزدیک تر باشند)، نشانگر افزایش نسبی تنش راستای قائم نسبت به تنش های دیگر و تبدیل رفتار از حالت برشی به خمشی می‌باشد. هر چه تعداد طبقات بیشتر باشد و هر چه به سمت پایین حرکت کنیم، رفتار دیوار برشی فولادی به خمش نزدیک تر می‌شود. با توجه به شباهت سیستم دیوار برشی فولادی با تیر طره، در دیوارهای برشی فولادی کوتاه، که تا کنون بیشتر مورد بررسی قرار گرفته‌اند، رفتار غالباً برشی بوده و با افزایش ارتفاع دیوار برشی فولادی، رفتار سیستم به رفتار خمشی همانند تیرها تبدیل می‌شود. این تغییر رفتار باعث افزایش تنش راستای قائم در ورق جان دیوار برشی فولادی و نزدیک شدن راستای تنش حداکثر در ورق جان دیوار برشی فولادی به راستای عمود می‌شود.



شکل ۱۶- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار (۱۵ طبقه)

۸- مقایسه رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با استفاده از المان‌های پوسته و میله‌ای

برای مقایسه بهتر استفاده از المان میله‌ای با المان پوسته‌ای، دیوار برشی های مورد بحث (۲۰ و ۱۵ طبقه) ساخته شده و

در شکل (۱۷) تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر (θ) ، را در مدل ۲۰ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی ملاحظه می‌گردد. این مقادیر برای طبقات اول، پنجم، دهم، پانزدهم و بیستم نسبت به راستای عمود (مانند α) نشان داده شده است.



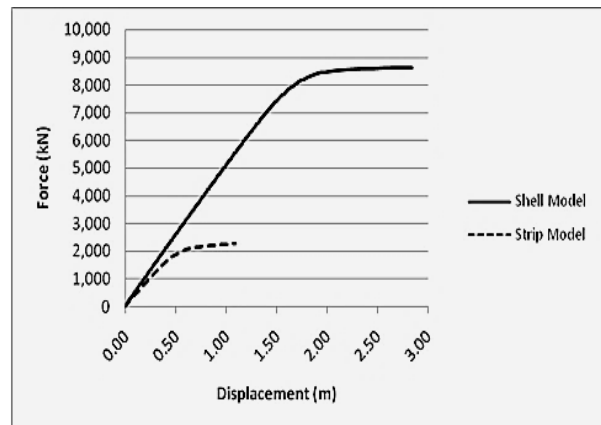
۹ - رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با بازشو

به منظور بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با بازشو به مقایسه این سیستم با رفتار دیوار برشی فولادی بدون بازشو پرداخته شده است، که از مدل دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه استفاده شده است. بازشدگی‌هایی بر حسب واحد میلی‌متر با ابعاد ۲۲۰۰×۷۰۰ (مدل ۱)، ۱۷۰۰×۷۰۰ (مدل ۲)، ۱۲۰۰×۷۰۰ (مدل ۳) و ۷۰۰×۷۰۰ (مدل ۴) در وسط دیوار برشی فولادی در تمام طبقات ایجاد شده است. به جهت سخت کردن قسمت باز شده می‌بایست با اعضای افقی و عمودی آن‌ها را محدود کرد. به همین منظور از دو تسمه به عرض پنجاه میلی‌متر، ضخامت ۲۰ میلی‌متر و به فواصل ۲۰۰ میلی‌متری از یکدیگر و در هر طرف ورق جان دیوار برشی فولادی و در دو جهت استفاده شده است (شکل (۲۰)).

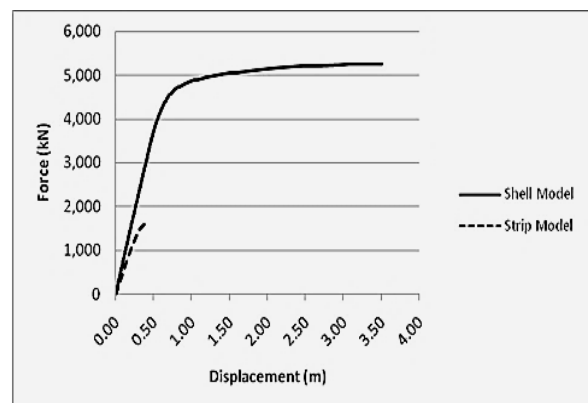
نتایج حاصل از تحلیل این دیوارها (SPSW) که در نمودار نیرو- تغییر مکان خلاصه شده، در شکل (۲۱) قابل مشاهده است. وجود بازشو (opening) تا میزان ۱۰٪ (۲۲۰۰×۷۰۰ میلی‌متر) مساحت جان دیوار برشی فولادی، تأثیری در سختی اولیه سازه نداشته و فقط بر میزان مقاومت نهایی آن مؤثر است و با افزایش بازشدگی از مقاومت نهایی کاسته می‌شود. علت اصلی این عملکرد (کاهش مقاومت نهایی)، عدم استفاده از تمام ظرفیت جان دیوار برشی فولادی به علت به تسلیم رسیدن زود هنگام قسمت میانی (تیر همبند) قبل از باقی قسمت‌های ورق جان دیوار برشی فولادی است. همچنین می‌توان به تأثیر وجود سخت‌کننده‌های مرزی بازشدگی ۷۰۰×۷۰۰ میلی‌متری در افزایش سختی و مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی اشاره کرد، که حتی با وجود بازشدگی به میزان کم، اثر مثبتی بر روی رفتار کلی دیوار برشی فولادی گذاشته است. شکل (۲۲) که نمایی از مدل‌های تغییر شکل یافته دیوار برشی فولادی با بازشو (۱)، (۲)، (۳ و ۴) در پایان تحلیل به همراه توزیع تنش آن را نشان می‌دهد، بیانگر به تسلیم رسیدن ورق میانی دیوار برشی فولادی (قسمت خاکستری) قبل از باقی قسمت‌های ورق می‌باشد. همچنین ناحیه میانی (تیر هم بند) تغییر شکلی کاملاً برشی داده و به تسلیم کامل رسیده است.

شکل (۲۳) و (۲۴)، نمایی نزدیک تر از تغییر شکل دیوارهای برشی فولادی ۲۰ طبقه با بازشو در طبقات چهارم و پنجم ارائه می‌نمایند.

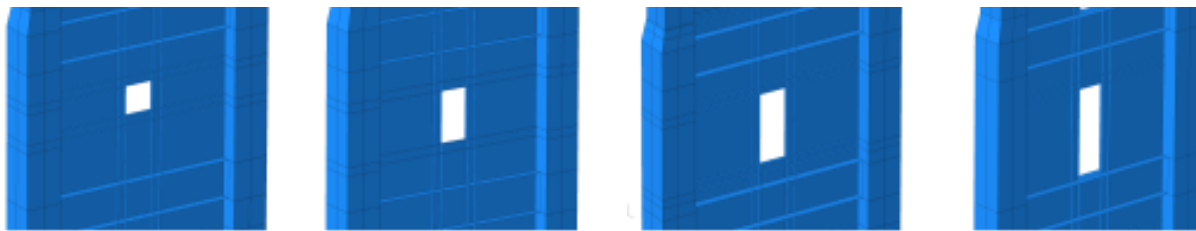
تحلیل بارافزون آن‌ها نیز در مقام مقایسه در کنار نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی آمده است. در شکل (۱۸) نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه به همراه مدل نواری (Strip) آن ارائه شده است. همانطور که از این نمودار قابل مشاهده است، اختلاف محسوسی بین نتایج این دو مدل وجود دارد. این اختلاف شامل سختی اولیه و مقاومت نهایی می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت نهایی مدل پوسته‌ای (Shell) دیوار برشی فولادی تقریباً $3/8$ برابر مدل نواری دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه است. در شکل (۱۹) نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی ۱۵ طبقه به همراه مدل نواری آن ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت نهایی مدل پوسته‌ای دیوار برشی فولادی تقریباً $2/9$ برابر مدل نواری دیوار برشی ۱۵ طبقه می‌باشد.



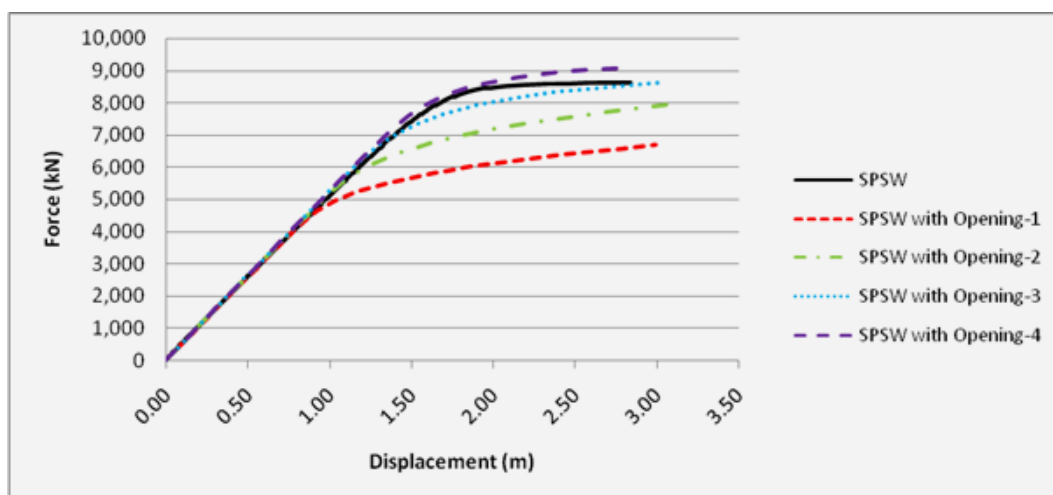
شکل ۱۸- برش برحسب بیشترین جابجایی (۲۰ طبقه)



شکل ۱۹- برش برحسب بیشترین جابجایی (۱۵ طبقه)



شکل ۲۰- دیوار برشی فولادی دارای بازشو (به ترتیب از راست مدل‌های ۱، ۲، ۳ و ۴)

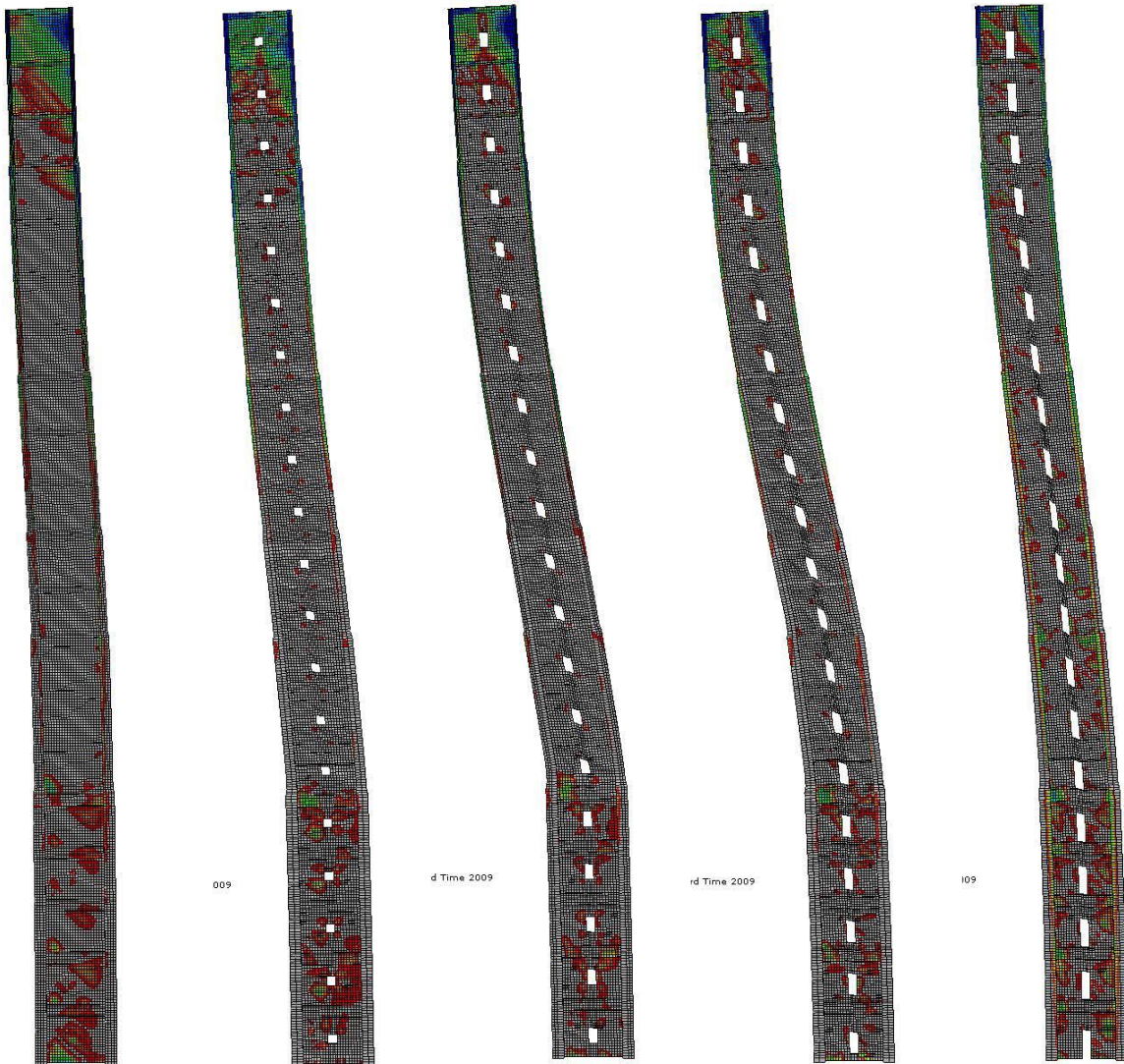


شکل ۲۱- نمودار نیرو-تغییر مکان دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه بدون بازشو و با بازشو

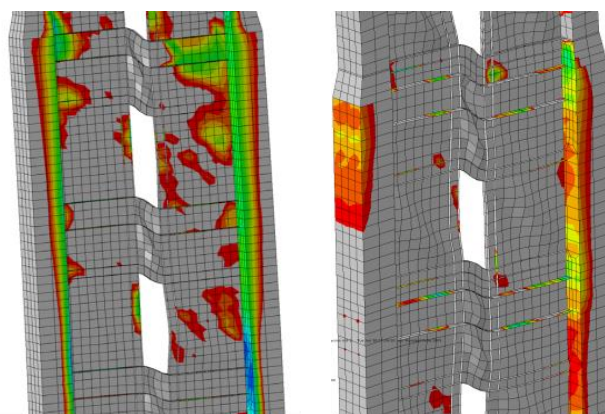
۱۰- نتیجه‌گیری

این روابط بر اساس مد فروپاشی برشی برای ورق جان دیوار برشی فولادی بدست آمده است و به علت عملکرد غالب خمشی در دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه، این مقادیر همخوانی ندارد. به طوریکه با افزایش تعداد طبقات دیوار برشی فولادی زوایای تنش اصلی به راستای عمود نزدیک‌تر می‌شوند. با مقایسه نتایج بدست آمده حاصل از مدل‌سازی با استفاده از المان پوسته و میله می‌توان به این نتیجه رسید که مدل میله‌ای، روش مناسب و جایگزین برای مدل پوسته‌ای در دیوارهای بلندمرتبه نمی‌تواند باشد، زیرا که با افزایش ارتفاع دیوار برشی فولادی و با غالب شدن رفتار خمشی دیگر نمی‌توان از ایده مکانیزم فروپاشی برشی برای بدست آوردن زاویه تمایل اعضای میله ای کششی استفاده کرد. بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه دارای بازشو نشانگر این بود که وجود بازشو باعث کاهش مقاومت نهایی و سختی می‌گردد. با کاهش ابعاد بازشو (از ۱۰٪ تا ۳٪ مساحت جان دیوار برشی فولادی) بر مقاومت نهایی سیستم افزوده شده، بطوریکه مقاومت نهایی در مدل‌های با بازشوه‌های کوچک به علت وجود سخت کننده سرتاسری

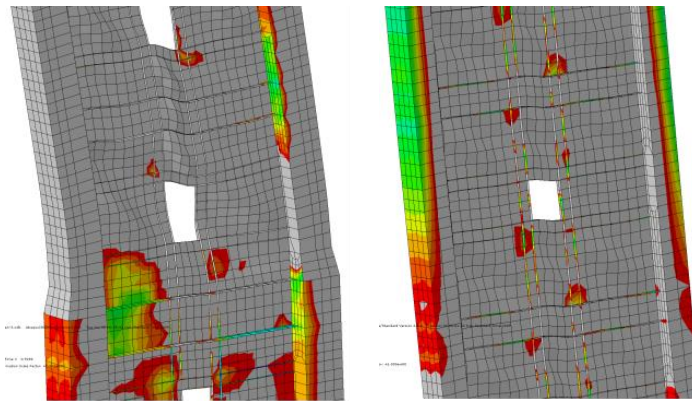
مقایسه رفتار دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه بایکدیگر نشان دهنده آن است که با کوتاه کردن دیوار برشی فولادی، به سختی آن افزوده شده و از مقاومت نهایی آن کاسته می‌شود و در کل این سیستم شکل پذیری بالایی دارد. با مقایسه رفتار دیوار برشی فولادی با قاب خمشی همان دیوارهای برشی می‌توان نتیجه گرفت که با کاهش طبقات دیوار برشی فولادی مقاومت نهایی این دو سیستم به هم نزدیک‌تر می‌شوند، بطوریکه سختی دیوار برشی فولادی دو تا پنج برابر قاب خمشی ۱۰ الی ۲۰ طبقه‌ای بوده است. همچنین نسبت سختی دیوار برشی فولادی به قاب خمشی حدوداً ۳ الی ۴ برابر برای سازه‌های ۲۰ الی ۱۰ طبقه می‌باشد، که خود بیانگر این مطلب است که هر چه از تعداد طبقات دیوار برشی فولادی کاسته شود بر سختی نسبی آن (در مقایسه با قاب خمشی) افزوده می‌شود، که این موضوع خود باعث کارایی این سیستم (دیوار برشی فولادی) حتی در سازه‌های کوتاه مرتبه می‌شود. با بررسی زوایای اصلی تنش در دیوار برشی فولادی مقایسه‌ها نشان داده اند که با توجه به اینکه



شکل ۲۲- نمایی از مدل تغییرشکل یافته دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه (به ترتیب از راست مدل‌های ۱، ۲، ۳، ۴ و بدون بازشو)



شکل ۲۳- بازشو (از راست مدل‌های ۱ و ۲)



شکل ۲۴- بازشو (از راست مدل‌های ۳ و ۴)

در اطراف بازشو از مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی بدون بازشو بیشتر بوده و حتی شکل پذیری نیز افزایش می‌یابد. بدین معنا که وجود سخت کننده به میزان کم در دیوار برشی فولادی باعث افزایش مقاومت نهایی سیستم و همینطور شکل پذیری آن می‌شود.

۱۱- مراجع

- [11] Berman, J. and Bruneau, M. (2003), "Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls for the seismic retrofit of buildings", Tech. Rep. MCEER-03-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- [12] Roberts, T.M. and Shahabian, F. (2001), "Ultimate resistance of slender web panels to combined bending, shear and patch loading", Journal of Construction Steel Research, Vol. 57, pp. 779-790.
- [13] Lee, S.C. and Yoo, C.H. (1998), "Strength of plate girder web panels under pure shear", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, pp. 184-194.
- [14] Marsh, C., Ajam, W. and Ha, H. (1988), "Finite element analysis of post-buckled shear webs", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, pp. 1571-1587.
- [15] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic behavior, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels", Journal of Construction Steel Research, Vol. 63, pp. 554-563.
- [16] Shishkin, J.J., Driver, R.G. and Grondin, G.Y. (2009), "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model", Journal of Structural Engineering, Vol. 135, pp. 1357-66.
- [17] Berman, J.W. (2011), "Seismic behavior of coded designed steel plate shear walls", Journal of Engineering Structures, Vol. 33, pp. 230-244.
- [18] Gu, Y., Chen, W. and Zhang, C.Z. (2011), "Singular boundary method for solving plane strain elasto-static problems", International Journal of Solids Structures, Vol. 48, pp. 2549-2556.
- [19] Zhang, Y.M., Gu, Y. and Chen, J.T. (2011), "Boundary element analysis of 2D thin walled structures with high order geometry elements using transformation", Engineering Analytical Boundary Element, Vol. 35, pp. 581-586.
- [20] Mortazavi, M.R., Ghassemieh, M. and Ghobadi, M.S. (2013), "Research on the behavior of the steel plated shear wall by finite element method", Journal of Structures, Vol. 2013, pp. 1-9.
- [21] Ghassemieh, M. and Haidari N. (2014), "Parametric analysis of steel plated shear structures", Journal of Central South University, Vol. 21, pp. 2083-2090.
- [22] Rahmzadeh, A., Ghassemieh, M., Park, Y. and Abolmaali, A. (2016), "Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems", Steel and composite structures, Vol. 20, pp. 545-569.
- [1] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic behavior and design of steel shear walls", Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, USA.
- [2] Astaneh-Asl, A. and Zhao Q. (2002), "Cyclic behavior of steel shear wall systems", Proceedings, Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, April, Seattle, USA.
- [3] Vian, D. and Bruneau, M. (2004), "Testing of special LYS steel plate shear walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- [4] Kharrazi, M.H.K. (2005), "Rational method for analysis and design of steel plate shear walls", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Canada.
- [5] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M. (2006), "Cyclic test on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall", Report Submitted to Building and Housing Research Center, Iran.
- [6] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1997), "Seismic behavior of steel plate shear walls", Structural Engineering Rep. No. 215, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [7] ATC, (1992), Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, Report 24, USA.
- [8] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 573-587.
- [9] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T.M., (1992), "Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", Journal of Engineering Structures, Vol. 14, pp. 309-317.
- [10] Rezaei, M. (1999), "Seismic behavior of steel plate shear walls by shake table testing", PhD dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada.

- [23] SabouriGhomi, S. and Mousavi Gieh-Geshlagi, S.P. (2016), "Theoretical and numerical study of steel plate shear walls with unequal columns", Sazeh & Foolad, Vol. 19, pp. 5-15 (In Persian).
- [24] Gholipour, M. and Alinia, M.M. (2016), "Considerations on the pushover analysis of multi-story steel plate shear wall structures", Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 60, pp. 113-126.
- [25] Ebadi, P. and Farajloomanesh, S. (2017), "Optimal seismic design philosophy of steel plate shear walls considering peripheral frame contribution in behavior of system", Sazeh & Foolad, Vol. 21, pp. 51-67 (In Persian).
- [26] Qureshi, R.K. and Bruneau, M. (2019), "Behavior of steel plate shear walls subjected to repeated synthetic ground motions", Journal of Structural Engineering, Vol. 145, pp. 04019008.
- [27] ABAQUS User Manual, ABAQUS Inc. (2006) V6.4, USA.
- [28] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1983), "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Rep. No. 114, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [29] National Standard of Canada (2002), Canadian Standards Association, Canada.
- [30] American National Standard, (2005), AISC Seismic provisions for structural steel building, AISC, Chicago, Ill., US.

صحت سنجی مدل نرم افزاری پل دارای قوس افقی با استفاده از آزمون میدانی

سجاد حیدری^۱، محسن گرامی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

* سمنان، صندوق پستی ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، mgerami@semnan.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۲/۱۵، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۴/۲۸)

چکیده

محدودیت فضاهای شهری سبب شده است بخش قابل توجهی از این پل‌ها دارای قوس افقی باشند تا بتوان مسیرهای مختلف را در فضایی کم به هم متصل نمود. از این رو شناخت رفتار لرزه‌ای این دسته از پل‌ها اهمیت بالایی دارد، چنانچه زمین‌لرزه‌های گذشته نظیر زلزله ۱۹۹۴ نورثریج و زلزله ۲۰۰۸ وینچوان نیز نشان دادند که این نوع از پل‌ها تحت نیروی زمین‌لرزه و به‌ویژه زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند. در این پل‌ها وجود قوس افقی سبب نامنظمی هندسی می‌گردد، در نتیجه این دسته از پل‌ها تحت نیروی زلزله دارای رفتار لرزه‌ای پیچیده‌ای می‌باشند. تحلیل رفتار پل‌ها با استفاده از روش اجزاء محدود بسیار زمان‌بر و پرهزینه می‌باشد، از این رو در سال‌های اخیر تحقیقات زیادی در زمینه مدلسازی پل‌ها و به‌ویژه پل‌های نامنظم انجام گرفته است تا علاوه بر کاهش حجم مدلسازی و به تبع آن کاهش زمان تحلیل، بتوان نتایج دقیق‌تری از پاسخ لرزه‌ای پل به دست آورد. در این تحقیق با استفاده از مدل ستون فقراتی یک پل دارای قوس افقی مدلسازی و سپس با استفاده از آزمون میدانی و نتایج آزمایشگاهی، صحت‌سنجی شده است. نتایج صحت‌سنجی نشان داد که با استفاده از مدل‌های ساده نظیر مدل ستون فقراتی برای مدلسازی عرشه، در نظر گرفتن اثر بعد در اتصالات و لاغرشدگی در پای ستون‌ها می‌توان مدلی واقعی از پل‌های نامنظم نظیر پل‌های دارای قوس افقی تولید نمود، که دلیل این امر را می‌توان حذف خطاهای عددی موجود در روش‌های اجزاء محدود دانست.

واژگان کلیدی

مدل ستون فقراتی، پل دارای قوس افقی، آزمون میدانی پل

Field validated modelling of horizontally curved bridge

S. Heidari, M. Gerami

Abstract

With development of communication infrastructure in cities, the use of bridges is increasing day by day due to existence of non-level intersections. Limitation of urban spaces has caused a significant part of these bridges to have a horizontally curved deck so that they can connect different routes in a low space. Therefore, recognizing the seismic behavior of these bridges is of great importance. The past earthquakes, such as 1994 Northridge and 2008 Wenchuan earthquake, also showed that these types of bridges are highly vulnerable under earthquakes and especially under near-fault earthquakes. Horizontally curved deck causes geometric irregularities, as a result, the seismic behavior of these bridges is complicated under earthquake. Analysis of these bridges is time consuming and costly using a finite element method. In recent years, many studies have been done on modeling of irregular bridges to obtain more precise results from the seismic response of bridges and also reduce analysis time. In this study, a horizontally curved bridge was modeled using a spine-line model and then verified by field-test and experimental results. The validation results showed that by using simple models such as the spine-line model for deck modeling, and taking into account the dimension effect in the connections and the pinching effect in the base of columns, can produce a real model of irregular bridges, such as horizontally curved bridges. The reason for this is the elimination of numerical analysis errors.

Keywords

Spine-line model, Horizontally curved bridge, Field test

تمامی استانداردها و راهنماهای طراحی پل نظیر آیین‌نامه Caltrans SDC 2010 [۱] معمولاً جهت طراحی لرزه‌ای پل‌های معمولی و استاندارد مورداستفاده قرار می‌گیرند. این آیین‌نامه‌ها شامل برخی از توصیه‌های کلی برای مدل‌سازی و تحلیل پل‌های بزرگراهی و روگذرها تحت زمین‌لرزه می‌باشند که برای طراحی و ارزیابی ظرفیت و شکل‌پذیری اجزاء پل مورداستفاده قرار می‌گیرد. این در حالی است که این توصیه‌ها می‌بایست در پل‌های غیراستاندارد و پل‌های مهم، توسعه یابد و تحلیل این پل‌ها به دلیل نامنظمی هندسی ناشی از قوس افقی، زاویه اریبی، دهانه‌های بزرگ، طول زیاد پل، درزهای انبساط متعدد، روسازه سنگین یا خاک غیر پایدار می‌تواند بسیار پیچیده و سخت باشد. در این موارد، علاوه بر آیین‌نامه‌ها نیاز به قضاوت مهندسی و مراجعه به منابع دیگر نیز وجود خواهد داشت. از این رو شناخت رفتار غیرخطی این نوع از پل‌ها اهمیت بالایی دارد.

تحقیقات گذشته نشان داده است که از دست دادن یک یا چند پل در شبکه حمل‌ونقل می‌تواند مانع از عملیات بهسازی گردد و اثرات جبران‌ناپذیری به اقتصاد منطقه وارد نماید [۲]. پل‌های دارای قوس افقی یکی از پل‌های پرکاربرد در فضای شهری می‌باشند که استفاده از آن‌ها به دلیل محدودیت‌های هندسی اجتناب‌ناپذیر است. وجود قوس در پلان باعث نامنظمی هندسی در پل و در نتیجه تشدید پاسخ لرزه‌ای می‌گردد. زلزله‌های پیشین نظیر زمین‌لرزه ۱۹۹۴ نورتریچ ایالات متحده آمریکا [۳] و زمین‌لرزه ۲۰۰۸ وینچوان چین [۴] نیز نشان دادند که این نوع از پل‌ها در برابر زمین‌لرزه بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند [۵ و ۶]. از این رو شناخت رفتار آن‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است و تحقیقات زیادی در این زمینه انجام شده است [۷-۱۲].

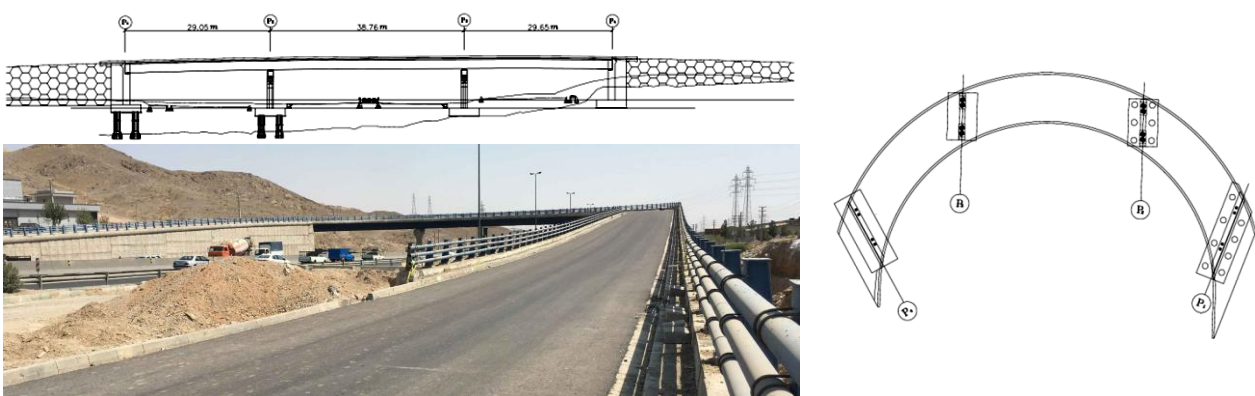
ولیکن زمان‌بر بودن تحلیل‌های غیرخطی به روش اجزاء محدود و هزینه‌بر بودن آزمون‌های آزمایشگاهی سبب شده است، تحقیقات در این زمینه پیشرفت کندی داشته باشد. اخیراً مطالعات زیادی در زمینه مدل‌سازی و تحلیل این دسته از پل

انجام شده است [۱۹-۱۳] تا بتوان بدون کاهش دقت پاسخ، زمان تحلیل را کاهش داد. نتایج تحقیقات اخیر نشان داد که استفاده از مدل‌های ساده نتایج دقیق‌تری را در پی خواهد داشت [۱۵]. بر این اساس، در این تحقیق با استفاده از مدل ساده ستون فقراتی یک پل دارای قوس افقی و دارای نامنظمی هندسی، در نرم‌افزار Openes [۲۰] مدل شد و با استفاده از یک آزمون میدانی و نتایج آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت.

۲- پل مورد بررسی

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی پل‌های دارای قوس افقی از یک پل دوربرگردان (U-Tern) استفاده شده است. پل انتخابی پل دوربرگردان پروژه ثامن تهران می‌باشد (شکل ۱)) که اخیراً و در سال ۱۳۹۱ طراحی و ساخته شده است. عرشه پل از نوع صندوقچه‌ای-فولادی و به طول ۹۸/۵ متر می‌باشد. این پل دارای سه دهانه که به طول‌های ۲۸/۸۸، ۳۸/۳۰ و ۳۱/۲۶ متر می‌باشد. عرض عرشه پل ۱۰/۳۰ متر بوده و پل دارای دو ستون به ارتفاع‌های ۷/۵ و ۷/۷ می‌باشد.

عرشه پل‌ها در محل کوله‌ها و ستون‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومری قرار گرفته و می‌تواند بر روی این تکیه‌گاه‌ها جابجایی جانبی داشته باشد. همچنین عرشه پل در محل نشیمنگاه‌های هر دو کوله دارای زاویه اریبی می‌باشد. کلید برشی در هر دو انتهای عرشه و بر روی کوله‌ها اجرا شده است.

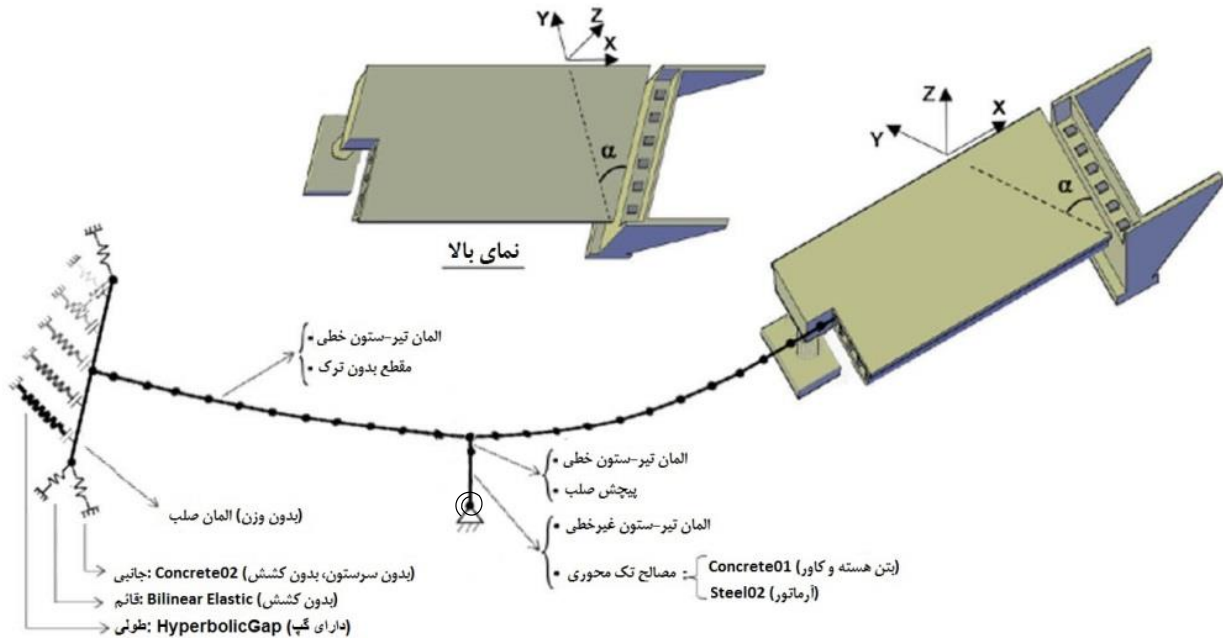


شکل ۱- پل دوربرگردان ثامن تهران (پل مورد بررسی)

۳- مدل‌سازی

مدل‌سازی رفتار هر المان در این نرم‌افزار امکان‌پذیر باشد. مدل‌سازی پل موردنظر در نرم‌افزار به‌صورت شماتیک در شکل (۲) نمایش داده شده است.

در این تحقیق جهت مدل‌سازی غیرخطی پل دارای قوس افقی از نرم‌افزار Opensees استفاده شده است. وجود یک مجموعه غنی از مدل‌های رفتار مصالح در این نرم‌افزار سبب شده است تا



شکل ۲- مدل‌سازی پل دارای قوس افقی موردبررسی در نرم‌افزار Opensees

پل‌ها به حساب می‌آیند. فلسفه طراحی ستون‌های پل به این صورت است که تحت زمین‌لرزه‌های قوی وارد ناحیه غیرخطی شوند. ستون پل‌ها با توجه به نسبت ارتفاع و عرض خود یک المان لاغر به حساب می‌آیند، بر این اساس ستون‌های تکی معمولاً رفتار خمشی خواهند داشت و مکانیزم آسیب آن‌ها تشکیل یک مفصل پلاستیک در تراز پایه است [۲۱ و ۲۲]. از این‌رو مقطع ستون‌ها با استفاده از fibre section مدل‌سازی و به المان تیر-ستون الاستیک اختصاص داده شد و رفتار غیرخطی ستون به‌صورت متمرکز به یک فنر بدون طول در پای ستون اختصاص یافت. برای افزایش دقت پاسخ به‌دست آمده، هر المان ستون دارای ۱۰ نقطه میانی تحت عنوان quadrature points می‌باشد. برای این نوع المان دو ساختار مبتنی بر تنش-کرنش وجود دارد. یک ساختار مدل dispBeamColumn در نرم‌افزار Opensees، که یک المان تیر-ستون مبتنی بر تغییر شکل می‌باشد و مدل nonlinearBeamColumn که یک المان تیر-ستون مبتنی بر نیرو می‌باشد. مطالعه Neuenhofer و Filippou [۲۳] نشان داد که نتایج به‌دست آمده از المان‌های

همان‌طور که در شکل (۲) نمایش داده شده است، در این تحقیق از مصالح Concrete02 جهت مدل‌سازی بتن و مصالح ReinforcingSteel و Steel02 جهت مدل‌سازی مصالح فولادی استفاده شده است. بر این اساس، رفتار هر یک از المان‌های پل در نرم‌افزار به‌صورت ذیل تعریف شده است:

عرشه

ظرفیت بالای خمشی عرشه نسبت به المان‌های دیگر پل سبب می‌گردد که این المان در طول زلزله در محدوده رفتار خطی عمل نماید. از این‌رو در این تحقیق، عرشه با استفاده از المان تیر-ستون الاستیک و به‌صورت ستون فقراتی مدل شد و جرم آن به‌صورت متمرکز در طول المان عرشه توزیع گردید. ابتدای و انتهای عرشه بر روی کوله قرار دارد و عرشه به‌صورت پیوسته بوده و فاقد درز انبساط میانی می‌باشد.

ستون

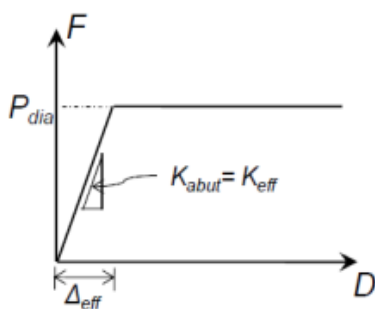
در پل‌هایی مشابه پل مورد مطالعه در این تحقیق، ستون‌ها عضو جابجایی کنترل می‌باشد، در نتیجه مهم‌ترین المان این نوع از

$$0.2 \times G_{conc} \times J_{col} \quad (2)$$

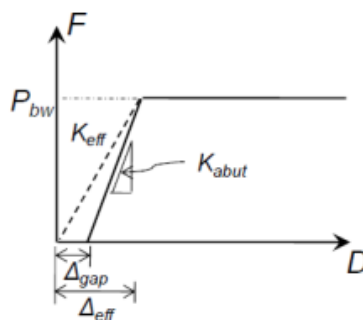
در رابطه فوق G_{conc} مدول برشی بتن و J_{col} ممان اینرسی مقطع ستون می‌باشد. با توجه به ترک‌خوردگی مقطع ستون، سختی پیچشی با استفاده از یک ضریب 0.2 کاهش می‌یابد [۱۳].

کوله

کوله پل از اجزاء مختلفی نظیر دیوار پشتی، دیوارهای جناقی و کلید برشی تشکیل شده است. در فلسفه طراحی پل، دیوار پشتی در کوله المان فدا شونده است که طراحی آن جهت شکست در حین زلزله و میرا نمودن بخشی از نیروی دینامیکی صورت می‌پذیرد [۱ و ۲۴]. مطالعات متعددی تا به امروز پیرامون نحوه مدل‌سازی کوله‌ها صورت پذیرفته است. آیین‌نامه Caltrans SDC 2010 [۱] دستورالعملی جهت مدل‌سازی کوله‌ها ارائه نموده است. این آیین‌نامه بر اساس نتایج به‌دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی روی کوله‌هایی با ابعاد واقعی، منحنی رفتار کوله را در جهت طولی و بر اساس فشار منفعل زمین ارائه داده است. برای مدل‌سازی دیوار پشتی و کلیدهای برشی کوله از فنرهای بدون طول و مصالح gap material استفاده شد (شکل (۳)) تا بتوان از طرفی رفتار غیرخطی و از طرف دیگر تأخیر در باربری ناشی از درز انبساط را مدل نمود.



(ب)



(الف)

شکل ۳- منحنی رفتار غیرخطی (الف) نشیمنگاه کوله و (ب) دیافراگم کوله بر اساس آیین‌نامه Caltrans

می‌باشند. در شکل (۳) منحنی نیرو تغییر مکان نشیمنگاه و دیافراگم کوله در جهت طولی نمایش داده شده است. به دلیل تأثیر ناچیز از در نظر گرفتن نیروی اصطکاک بین خاک و کوله صرف‌نظر شده است، این نیرو سبب کاهش تقاضا دوران عرشه می‌گردد لذا این یک فرض محافظه کارانه خواهد بود. برای مدل‌سازی عرشه از ۹ فنر بدون طول استفاده شد. به جهت اعمال اثر بعد و جابجایی تارختنی نیروی وارده از عرشه به کوله، از المان‌های صلبی جهت مدل‌سازی کوله استفاده گردید. مقاومت

نیروی تنها دارای یک خطای عددی می‌باشند که البته آن‌هم با افزایش تعداد نقاط میانی کاهش خواهد یافت. بر این اساس در این تحقیق از المان نیرویی nonlinearBeamColumn برای مدل‌سازی ستون‌ها استفاده شده است.

از آنجایی که fibre section تنها دارای ظرفیت محوری و خمشی می‌باشند می‌بایست رفتار برشی و پیچشی را نیز به ستون‌ها اختصاص داد. به‌منظور آنکه ترکیب رفتار برشی و پیچشی را بتوان به‌صورت خطی در ستون مدل نمود، از مقطع the section aggregator نرم‌افزار Opensees استفاده شد و برای اضافه نمودن قابلیت تغییر شکل برشی به مقطع ستون، یک مصالح الاستیک با سختی برشی الاستیک تعریف گردید (رابطه (۱)).

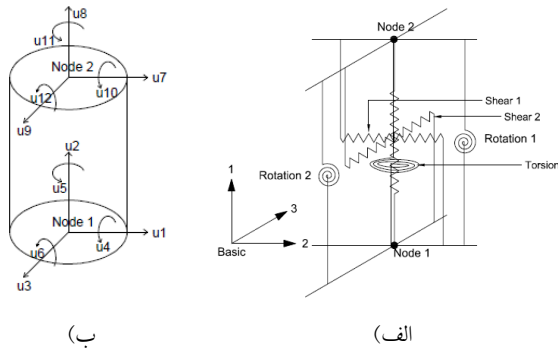
$$\left(\frac{9}{10}\right) \times G_{conc} \times A_{col} \quad (1)$$

در این رابطه، G_{conc} و A_{col} به ترتیب مدول برشی بتن و سطح مقطع ستون می‌باشد. به دلیل دایروی بودن سطح مقطع ستون، یک ضریب شکل 0.9 نیز اعمال شده است. تغییر شکل پیچشی نیز از طریق تعریف و اختصاص یک مصالح الاستیک به fibre section ستون صورت می‌پذیرد. برای این منظور سختی پیچشی ستون از رابطه (۲) قابل محاسبه می‌باشد.

مقاومت اولیه و سختی این فنرهای بدون طول بر اساس توصیه آیین‌نامه Caltrans SDC 2010 تعیین و اختصاص یافت. سختی اولیه منحنی رفتار کوله با استفاده از رابطه (۳) به دست آمد. این رابطه بر اساس ارتفاع دیوار پشتی کوله به‌دست آمده است.

$$K_{abut} = 14.35 \frac{kN/mm}{m} \times w \times \left(\frac{h}{1.7}\right) \quad (m, kN) \quad (3)$$

در این رابطه، w و h به ترتیب عرض و ارتفاع دیوار پشتی کوله



شکل ۴- مدل نرم افزاری تکیه‌گاه الاستومری (الف) فنرهای شبیه‌ساز حرکت تکیه‌گاه (ب) مدل فیزیکی تکیه‌گاه

صحت‌سنجی ستون

در این تحقیق رفتار غیرخطی ستون‌ها با استفاده از یک فنر بدون طول در پای ستون‌ها مدل گردید. برای صحت‌سنجی ستون‌ها از کار آزمایشگاهی انجام‌شده توسط Kim و همکارانش [۳۰] استفاده شد. در این تحقیق دو ستون با مقطع دایره‌ای و مقیاس ۱ به ۳/۵ در آزمایشگاه ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. منحنی چرخه‌ای تک‌ستون لاغر در پل‌ها دچار لاغرشدگی می‌گردد لذا رفتار غیرخطی ستون به‌وسیله یک فنر بدون طول در پای ستون و با استفاده از مصالح uniaxialMaterial Pinching4 مدل گردید. برای این منظور ابتدا ظرفیت خمشی مقطع با استفاده از نرم‌افزار SAP به دست آمد. بر این اساس ظرفیت خمشی مقطع $M_p = 133e6 \text{ kg.cm}$ و انحاء متناظر با آن به ترتیب $\phi_p = 1.24e-5$ و $\phi_y = 6.79e-6$ به دست آمد. سپس بر اساس مقادیر ظرفیت، منحنی غیرخطی ممان-دوران هر ستون با توجه به ارتفاع ستون به دست آمد و به دو فنر پای آن ستون (دو جهت اصلی افقی) اختصاص یافت.

مدل نرم‌افزاری ستون تحت همان الگوی اعمال بار چرخه‌ای آزمایشگاهی تحلیل شد و همان‌طور که در شکل (۵) نمایش داده شده است، صحت‌سنجی رفتار کلی ستون نشان داد که رفتار ترکیبی المان خطی و فنر غیرخطی مشابه رفتار واقعی ستون خواهد بود و دو منحنی از نظر لاغر شدگی، مقاومت، سختی بارگذاری و باربرداری مطابقت خوبی با یکدیگر دارند.

صحت‌سنجی عرشه

به‌منظور صحت‌سنجی مدل نرم‌افزاری عرشه یک آزمایش میدانی انجام گرفت. جهت آزمون میدانی از دو خودرو سنگین و نیمه سنگین استفاده شد (شکل (۶)) و بر اساس دو خودرو مورد

و سختی این فنرها در کوله‌هایی با زاویه اریبی، یکسان نیست [۲۵ و ۲۶] و به تدریج از زاویه حاده تا زاویه منفرجه کوله کاهش می‌یابد. این تغییرات نیرو به دلیل امکان بسیج شدن خاک پشت کوله می‌باشد و اثر این نیروی با شکستن دیوار کوله افزایش می‌یابد. بیشترین تغییر نیرو را در زاویه اریبی ۶۰ درجه شاهد می‌باشیم. ضریب کاهش مقاومت و سختی فنرهای مورد استفاده جهت مدل‌سازی کوله از طریق رابطه (۴) قابل محاسبه می‌باشد.

$$\beta = 0.3 \times \frac{\tan \alpha}{\tan 60^\circ} \quad (۴)$$

این اثر جهت دستیابی به نتایج واقعی‌تر در مدل‌سازی این تحقیق لحاظ شده است ولیکن Shamsabadi و همکارانش [۲۷] نشان دادند که اثر تغییر زاویه اریبی بر تغییرات نیرو کمتر از ۲٪ می‌باشد.

همانطور که اشاره شد کوله پل یک عضو فداشونده در اجزاء پل بوده که به نوعی طراحی می‌شود که تحت زلزله‌های بیشتر از سطح طراحی و جهت میرا نمودن نیروی وارده دچار شکست شود. با توجه به آنکه امکان کنترل رفتار غیر خطی این المان تنها در یک تحلیل تاریخچه زمانی وجود دارد، بررسی رفتار غیرخطی در قالب یک تحلیل تاریخچه زمانی کامل صورت پذیرفته است [۲۸] که نتایج نشان دهنده انطباق رفتار مدل نرم‌افزاری با رفتار پیشنهادی آیین نامه می‌باشد.

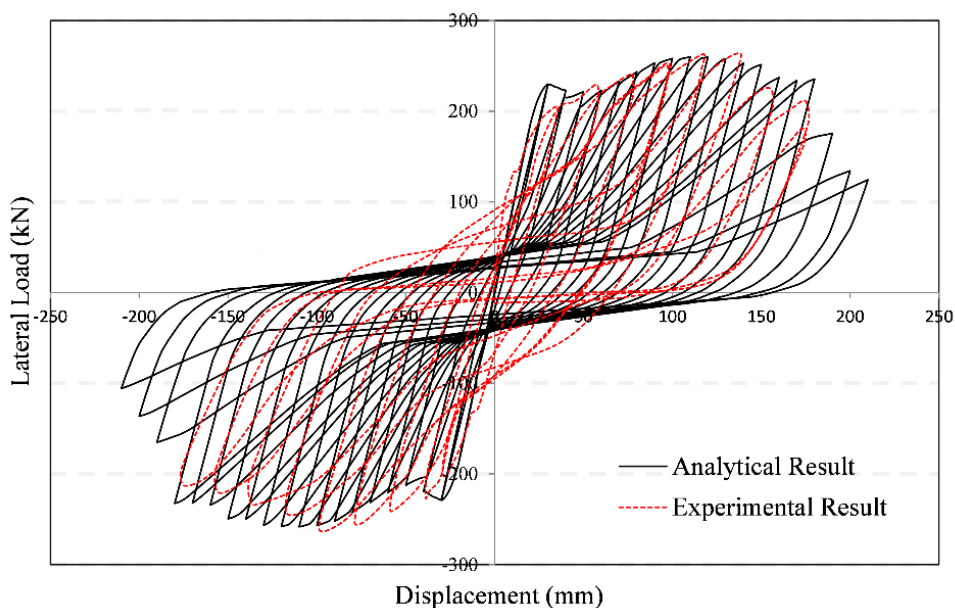
تکیه‌گاه الاستومری

عرشه در محل کوله و ستون‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومری قرار می‌گیرد، جهت شبیه‌سازی جابجایی جانبی عرشه پل بر روی این تکیه‌گاه‌ها از المان صحت‌سنجی شده HDR استفاده شده است [۲۹]. این المان علاوه بر شبیه‌سازی جابجایی جانبی، رفتار تکیه‌گاه الاستومری را در دیگر درجات آزادی شبیه‌سازی می‌نماید (شکل (۴)).

۴- صحت‌سنجی

در این تحقیق صحت‌سنجی پل در دو بخش صورت پذیرفت و صحت‌سنجی روسازه و زیرسازه پل به‌صورت جداگانه انجام گرفت. جهت صحت‌سنجی رفتار عرشه به‌عنوان روسازه پل، از یک آزمون میدانی استفاده شد. در زیرسازه پل نیز از آنجایی که کوله و تکیه‌گاه الاستومری با استفاده از مدل‌های صحت‌سنجی شده به‌دست آمده بودند، صحت‌سنجی بر روی ستون به‌عنوان مهم‌ترین عضو زیرسازه پل انجام گرفت.

استفاده و همچنین بر اساس نوع بارگذاری ۳ سناریو جهت آزمون پل در نظر گرفته شد.



شکل ۵- نتایج صحت‌سنجی و مدل‌سازی ستون



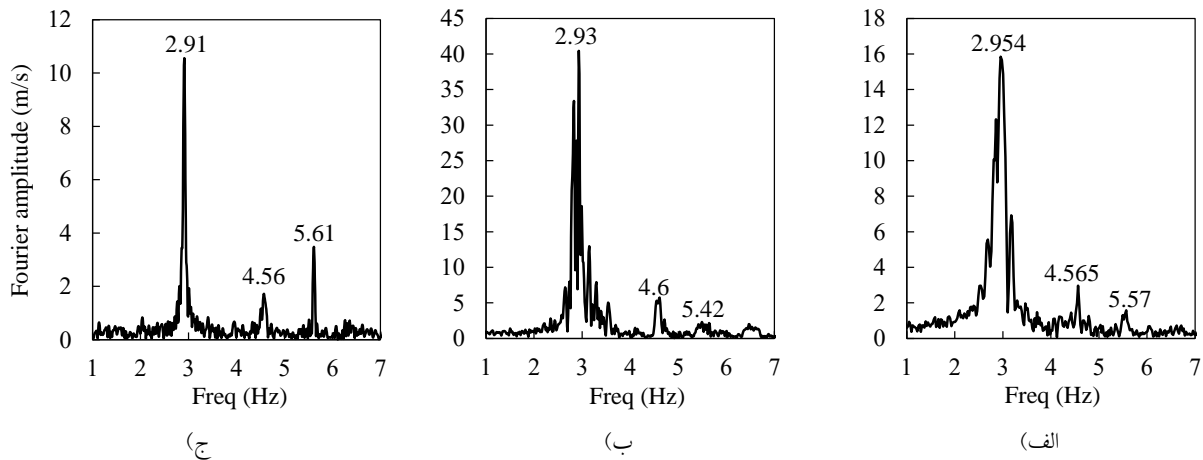
شکل ۶- آزمون میدانی پل با استفاده از شتاب‌سنج

صورت انجام گرفت. در حالت اول و جهت محاسبه دوره تناوب غالب پل، دو خودرو سنگین و نیمه سنگین به ترتیب از روی پل با سرعت ثابت حرکت نمودند و در حالت دیگر و جهت محاسبه پارامتر میرایی، خودرو سنگین در حین عبور از پل به صورت ناگهانی در میانه پل متوقف شد تا ارتعاش آزاد پل بعد از ضربه اعمالی ثبت گردد. تحقیقات پیشین نشان داده است،

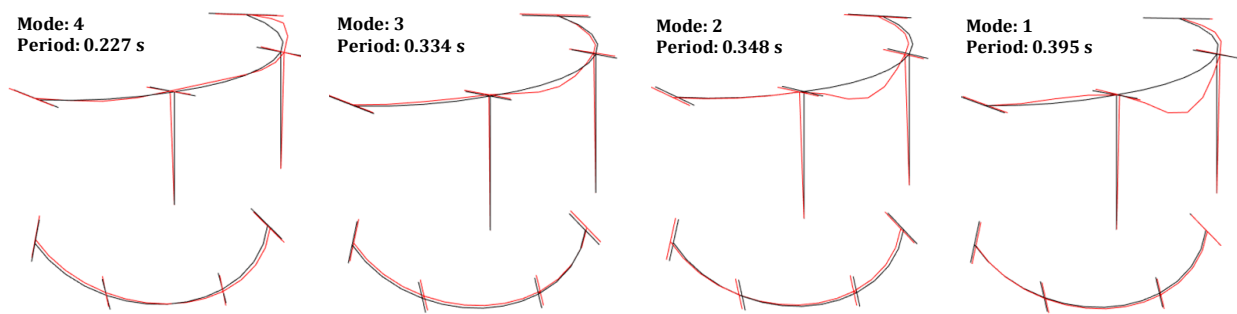
جهت ثبت ارتعاشات پل دستگاه IIEES-HAT accelerometer sensors بر روی عرشه پل نصب گردید. این دستگاه قادر به ثبت ارتعاشات در سه جهت اصلی محورهای مختصات بوده و کوچک‌ترین سطح لرزه‌ای قابل اندازه‌گیری توسط این شتاب‌نگار برابر با ۰/۰۸ سانتیمتر بر مجذور ثابیه می‌باشد. در این تحقیق مکانیزم اعمال بار به دو

زمانی که در این آزمون تجهیزات شتاب‌نگاشت بر روی پل نصب می‌گردند، سرعت ثابت ۳۰ کیلومتر بر ساعت سرعتی مناسب برای عبور وسایل نقلیه از روی پل می‌باشد [۳۱]. درحالی‌که این سرعت برای تجهیزات شتاب‌نگاشت بر روی وسایل نقلیه نصب می‌باشند، بین ۱۰ تا ۱۵ کیلومتر بر ساعت توصیه شده است [۳۲]. بر این اساس آزمون میدانی بر روی پل انجام گرفت و ارتعاشات با استفاده از دستگاه شتاب‌نگار ثبت گردید. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود طیف دامنه فوریه برای سه حالت عبور خودرو سنگین و نیمه سنگین و همچنین ارتعاش آزاد نمایش داده شده است که

بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشد. از طرف دیگر بر اساس مبانی بیان‌شده در بخش‌های قبل پل موردنظر در نرم‌افزار Opensees مدل شد که دوره تناوب و شکل مودی چهار مود اصلی پل در شکل (۸) نمایش داده شده است. مقادیر دوره تناوب از سه آزمون میدانی بسیار نزدیک به هم و تقریباً برابر با دوره تناوب اصلی مدل نرم‌افزاری یعنی ۰/۳۹۵ ثانیه می‌باشند. در میان سه آزمون میدانی، آزمون عبور خودرو سنگین با سرعت ثابت با دوره تناوب ۰/۳۴۳ ثانیه نزدیک‌ترین مقدار به پاسخ نرم‌افزاری می‌باشد.



شکل ۷- فرکانس طیف شتاب پل برای حالات مختلف بارگذاری (الف) عبور خودرو سنگین (ب) ارتعاش آزاد (ج) عبور خودرو نیمه سنگین



شکل ۸- دوره تناوب و شکل مودی چهار مود اصلی پل موردبررسی

$$\xi = \frac{1}{2\pi(10)} \ln \frac{17.53}{5.59} = 0.0182 \cong 0.02 \quad (5)$$

هرچند انطباق دوره تناوب مدل نرم‌افزاری با نتایج آزمون میدانی، کنترل رفتار غیرخطی ۲ بعدی ستون پل و سایر نتایج این مقاله درک مناسبی از رفتار این نوع از پل‌ها می‌دهد، ولیکن

با استفاده از نتایج ارتعاش آزاد پل نیز پارامتر میرایی محاسبه شد. بر این اساس، با محاسبه دامنه‌های ابتدا و انتهای ارتعاش عرشه در ۱۰ سیکل ارتعاشی می‌توان مقدار پارامتر میرایی را با استفاده از رابطه ۵ محاسبه نمود. بر این اساس میرایی پل حدود ۲٪ به دست آمد که برابر با میرایی مدل نرم‌افزاری می‌باشد.

تجهیزات شتاب‌نگار بر روی پل نصب می‌باشد، عبور خودروی سنگین‌تر با سرعت ثابت نتایج دقیق‌تری در مقایسه با خودرو سبک‌تر و یا آزمون اعمال ضربه و ارتعاش آزاد در پی خواهد داشت.

۶- مراجع

- [1] Caltrans, S. (2010), "Caltrans seismic design criteria version 1.6", California Department of Transportation, Sacramento.
- [2] Seo, J. and Linzell, D.G. (2012), "Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment", *Engineering Structures*, Vol. 34, pp. 21-32.
- [3] Buckle, I.G. (1994), "The Northridge, California earthquake of January 17, 1994: Performance of highway bridges", In the Northridge, California earthquake of January 17, Performance of highway bridges.
- [4] Kawashima, K., Takahashi, Y., Ge, H., Wu, Z. and Zhang, J. (2009), "Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, earthquake", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 13, pp. 965-996.
- [5] Jennings, P.C. (1971), "Engineering features of the San Fernando earthquake of February 9, 1971".
- [6] Association, J.R. (2002), Specifications for highway bridges, part V Seismic design, pp. 28.
- [7] Faraji, S., Ting, J.M., Crovo, D.S. and Ernst, H. (2001), "Nonlinear analysis of integral bridges: Finite-element model", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, pp. 454-461.
- [8] Heins, C.P. and Lee, W.H. (1981), "Curved box-girder bridge test: Field test", *Journal of the Structural Division*, Vol. 107, pp. 317-327.
- [9] Huang, D. (2001), "Dynamic analysis of steel curved box girder bridges", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, pp. 506-513.
- [10] Huang, D. (2008), "Full-scale test and analysis of a curved steel-box girder bridge", *Journal of Bridge Engineering*, vol. 13, pp. 492-500.
- [11] Kappos, A.J. and Sextos, A.G. (2001), "Effect of foundation type and compliance on seismic response of RC bridges", *Journal of bridge engineering*, Vol. 6, pp. 120-130.
- [12] Zureick, A., Linzell, D., Leon, R. and Burrell, J. (2000), "Curved steel I-girder bridges: Experimental and analytical studies", *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 180-190.
- [13] Aviram, A., Mackie, K.R. and Stojadinović, B. (2008), "Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California", *Pacific Earthquake Engineering Research Cente*.
- [14] Bignell, J.L., LaFave, J.M. and Hawkins, N.M., "Seismic vulnerability assessment of wall pier supported highway bridges using nonlinear pushover analyses", *Engineering structures*, Vol. 27, pp. 2044-2063.
- [15] Ghorbarah, A. and Tso, W. (1973), "Seismic analysis of skewed highway bridges with intermediate supports", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 2, pp. 235-248.
- [16] Johnson, N., Saiidi, M.S. and Sanders, D. (2009), "Nonlinear earthquake response modeling of a large-scale two-span concrete bridge", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 14, pp. 460-471.

اندرکنش این اجزاء تحت بارگذاری لرزه ای و در یک محیط ۳ بعدی می‌تواند منجر به رفتاری پیچیده تر گردد. بر این اساس نتایج یک بررسی غیرخطی روی این مدل‌سازی نشان داد که رفتار لرزه ای پل در فضای ۳ بعدی، انطباق مناسبی با رفتار واقعی پل خواهد داشت [۲۸]. علیرغم بررسی انجام گرفته لازم است مطالعات بیشتری روی رفتار دینامیکی و غیرخطی این نوع از پل‌ها صورت پذیرد.

۵- نتیجه‌گیری

نتایج صحت‌سنجی نشان داد که با فرضیات انجام‌گرفته رفتار مدل نرم‌افزاری به میزان بسیار زیادی به رفتار واقعی پل نزدیک می‌باشد. بر این اساس یافته‌های به‌دست‌آمده در این تحقیق را می‌توان به‌صورت زیر برشمرد:

- نتایج نشان داد که استفاده از مدل‌های ساده (نظیر مدل ستون فقراتی برای عرشه و فنر بدون طول برای ستون) در شبیه‌سازی رفتار پل‌های دارای قوس افقی (به عنوان دسته‌ای از پل‌های نامنظم) ضمن کاهش قابل‌توجه زمان تحلیل، نتایج دقیقی در پی خواهد داشت.
- استفاده از المان‌های صلب جهت اعمال اثر بعد در محل تکیه‌گاه‌ها، درزهای انبساط و محل تکیه‌گاه‌های الاستومری امری ضروری می‌باشد و از این طریق می‌توان اثر جابجایی تار خنثی را در محل تکیه‌گاه‌ها مدل نمود.
- ستون‌های پل با توجه به نسبت ارتفاع به عرض خود المان لاغری به‌حساب می‌آیند. نتایج این تحقیق نیز نشان داد که استفاده از المان تیر-ستون برای مدل‌سازی ستون‌های تکی و اختصاص رفتار غیرخطی به فنی در تراز پایه می‌تواند رفتار ستون را به‌درستی شبیه‌ساز نماید.
- بر اساس نتایج آزمایشگاهی پیشین، منحنی رفتار ستون‌های تکی لاغر تحت بارگذاری چرخه‌ای دارای لاغرشدگی (pinching) می‌باشد. لذا استفاده از مصالحی با قابلیت شبیه‌سازی لاغرشدگی در منحنی چرخه‌ای رفتار ستون امری ضروری می‌باشد. نتایج صحت‌سنجی این تحقیق نیز نشان داد که استفاده از مصالح لاغرشدگی موجب می‌شود پاسخ منحنی چرخه‌ای در مقاومت، سختی بارگذاری و سختی باربرداری کاملاً بر منحنی آزمایشگاهی منطبق گردد.
- نتایج آزمون میدانی این تحقیق نشان داد که هنگامی‌که

- [17] Kaviani, P., Zareian, F. and Taciroglu, E. (2012), "Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skewed seat-type abutments", *Engineering Structures*, Vol. 45, pp. 137-150.
- [18] Kotsoglou, A. and Pantazopoulou, S. (2010), "Response simulation and seismic assessment of highway overcrossings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 39, pp. 991-1013.
- [19] Paraskeva, T., Kappos, A. and Sextos, A. (2006), "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 35, pp. 1269-1293.
- [20] McKenna, F., Fenves, G. and Scott, M. (2000), "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA.
- [21] Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. (2015), "Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, pp. 97-122.
- [22] Khanmohammadi, M. and Heydari, S. (2015), "Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems", *Engineering Structures*, Vol. 100, pp. 577-589.
- [23] Neuenhofer, A. and Filippou, F.C. (1997), "Evaluation of nonlinear frame finite-element models", *Journal of structural engineering*, Vol. 123, pp. 958-966.
- [24] Priestley, M.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley & Sons.
- [25] Romstad, K., Kutter, B., Maroney, B., Vanderbilt, E., Griggs, M. and Chai, Y. H. (1995), "Experimental measurements of bridge abutment behavior", Rep. No. UCD-STR-95, 1.
- [26] Stewart, J.P., Taciroglu, E., Wallace, J. W., Ahlberg, E.R., Lemnitzer, A., Rha, C., Tehrani, P., Keowen, S., Nigbor, R.L. and Salamanca, A. (2007), "Full scale cyclic testing of foundation support systems for highway bridges. Part II: Abutment backwalls".
- [27] Shamsabadi, A., Rollins, K.M. and Kapuskar, M. (2007), "Nonlinear soil-abutment-bridge structure interaction for seismic performance-based design", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 133, pp. 707-720.
- [28] Heidari, S. and Gerami, M. (2019), "The effect of skewness on rotational response of the curved bridge deck under near-fault motions", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 4836-4845.
- [29] Shamsabadi, A., Kapuskar, M. and Martin, G.R. (2006), "Three-dimensional nonlinear finite-element soil-abutment structure interaction model for skewed bridges," In 5th National Seismic Conference on Bridges and Highways, pp. 1-10.
- [30] Kim, J.K., Kim, I.-H., Lim, H.-W., Lee, J.-H. and Lee, J.-H. (2001), "Cyclic loading test of bridge pier models without seismic detailing", In Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Singapore, Singapore.
- [31] Loh, K., Lynch, J., Wang, Y., Law, K., Fraser, M. and Elgamal, A. (2007), "Validation of a wireless traffic vibration monitoring system for the Voigt Bridge", In Proceedings of the World Forum on Smart Materials and Smart Structures Technology (SMSST07), Chongqing & Nanjing, China, pp. 22-27.
- [32] Nagayama, T., Reksowardojo, A., Su, D. and Mizutani, T. (2017), "Bridge natural frequency estimation by extracting the common vibration component from the responses of two vehicles", *Engineering Structures*, Vol. 150, pp. 821-829.

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 زیر نویس 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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ 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.	ر.ز. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن.
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

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.iss.ir مراجعه نمایید.