



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.issss.ir
www.journalissss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@issss.ir

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

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 نهم - شماره‌ی سی و ششم

تابستان ۱۴۰۱

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>

.....انجمن سازه‌های فولادی ایران.....

۱ بررسی تنش‌های پسماند در ناحیه تحت تأثیر حرارت اتصال جوشی به روش اجزاء محدود در اتصالات تیر به ستون گیردار .
Investigation of the residual stresses in HAZ of welded joints in the rigid beam to column connection by finite element method

امیر علی رستگاری، مهدی قاسمیه

۱۷ تأثیر مشخصات زمین لرزه بر پتانسیل خرابی پیش رونده لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تجهیز شده به مهاربند دروازه‌ای.
Effects of earthquake characteristics on seismic progressive collapse potential of steel moment-resisting frames equipped with gate bracing

فرزاد مقرون، محسن ایزدی نیا

۳۱ پیشنهاد شکل جدیدی از دیوار برشی فولادی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای آن با انواع معمول
Introducing a new shape of steel plate shear wall and comparing its seismic performance against usual types

سید محمدرضا مرتضوی، محمد فراهانی

۴۵ بهسازی لرزه‌ای اتصال خمشی تیر به ستون مزدوج I شکل با استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل
The Seismic Retrofitting of Moment Connection Beam to Double-I Column by T-Stiffeners

محمد رضا ایوبی، محمد سهیل قبادی

۶۱ توزیع بهینه ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز در سازه‌های فولادی بر اساس شاخص عملکرد.....
Optimal distribution of damping coefficient of viscous dampers in steel structures based on performance index

محمد بهمنی، اشرف صادق مقدسی، سید عبدالنبی رضوی

۷۹.. تأثیر روش‌های مختلف تعیین سختی طبقات بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی کنترل شده با میراگر ویسکوز ..
The effect of different methods of determining the stiffness of stories on seismic performance of steel structures controlled by viscous dampers

مازیار فهیمی فرزام، طاهره دهقان کلجاهی، علی سلطانی

۹۴..... شیوه نگارش

۹۵..... 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 تنش‌های پسماند در ناحیه تحت تأثیر حرارت اتصال جوشی به روش اجزاء محدود در اتصالات تیر به ستون گیردار

امیرعلی رستگاری^۱، مهدی قاسمیه^{۲*}

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

چکیده

در اتصالات جوشی تنش‌های پسماند پس از چرخه گرمایش و سرمایش جوشکاری در نواحی اطراف حوضچه مذاب و مناطقی که تحت تأثیر حرارت جوشکاری قرار دارند ظاهر می‌شوند و باعث کاهش یکپارچگی خواص مکانیکی فلز می‌شوند که می‌تواند به عنوان یک عامل در کاهش کارایی و خدمت‌پذیری قطعات ساخته شده، موثر باشد. در عمل، شناسایی و بررسی این تنش‌ها فرآیندی دشوار و پرهزینه‌ای است. برای حل این مشکل می‌توان از روش‌های عددی مانند روش اجزاء محدود برای شناسایی و بررسی تنش‌ها و تغییر شکل‌های ناخواسته جوشکاری استفاده کرد. در این پژوهش با توجه به اهمیت تنش‌های پسماند در اتصالات ساختمانی، با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS به بررسی و تحلیل عددی آن‌ها در یک اتصال جوشی پرداخته شده است. به این منظور، ابتدا برای منبع حرارتی مدل دوبیضی‌گون گلداک در نظر گرفته شده است و برای اطمینان از درستی روش تحلیل به کمک این شیوه، نتایج این مدل با نتایج یکی از تحقیقات پیشین مورد مقایسه قرار گرفته است و سپس، اثر شار حرارتی به کمک زیربرنامه DFLUX در محیط برنامه‌نویسی فرترن بر مدل اصلی اعمال گردیده است. پس از به دست آوردن تاریخچه دمایی تمامی گره‌های تحلیل حرارتی، از آن‌ها به عنوان شرایط اولیه تحلیل مکانیکی برای شناسایی تنش‌های پسماند در قطعه استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل مکانیکی نشان‌دهنده مقادیر بزرگی از تنش‌های پسماند در محل اتصالات بوده که مقدار این تنش‌ها در برخی از نواحی جوش و اطراف آن با تنش تسلیم فلز برابر بود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که در اثر جوشکاری در اطراف اتصال، فلز مینا به ناحیه پلاستیک وارد شده است و وجود تغییر شکل‌های باقیمانده پس از سرد شدن ناحیه جوشکاری در این منطقه گواه این ادعا می‌باشد.

واژگان کلیدی

اتصالات جوشی، تنش‌های پسماند، تغییر شکل پلاستیک، مدل‌سازی اجزای محدود

Investigation of the residual stresses in HAZ of welded joints in the rigid beam to column connection by finite element method

A. Rastegari, M. Ghassemieh

Abstract

In the welded joints, residual stresses appear in the areas around the melting pool and the areas that are affected themselves by the welding heat after the completion of heating and cooling welding cycle. The residual stresses reduce the integrity of the metal's mechanical properties and also the serviceability of the made parts. Recognition and investigation of these stresses is a complicated and pricey process in operation. One can use numerical methods such as finite element for recognizing and investigating the tensions and unwanted welding deformations in order to solve the problem. In this research, regarding the importance of these stresses in construction fittings, a thorough numeric research on the stresses in welding joints has been conducted using Abaqus software. To this purpose, GOLDAK double ellipsoid model has been considered for heating source primitively to ensure the reliability of this evaluating method. Using this technique, the outcome of this model has been compared with the existing technical literature. The heat flux has been encoded in Fortran programming environment with the help of DFLUX subroutine and applied to the original model. Once the temperature history of all thermal analysis groups obtained, mechanical loading analysis will start to identify the residual stress in the fragment. The results demonstrated large amounts of residual stress at the joint site. The amounts of these stresses in some parts of the joint were as much as the yield stress of metal; i.e. to say the metal was formed as plastic at the end of the welding process.

Keywords

Welded joints, Residual stresses, Plastic deformations, Finite element modeling

حرارت بالای ایجاد شده در فرایند جوشکاری منجر به پیدایش چرخه‌های حرارتی شدیدی در اطراف خط جوش می‌شود. این چرخه‌های حرارتی غیریکنواخت، سبب گرم و سرد شدن جوش و فلز پایه شده و باعث شکل‌گیری تنش‌های پسماند و به تبع آن شکل‌گیری اعوجاج در اتصال می‌شوند. این امر یکی از مشکلات اصلی در فرآیند جوشکاری محسوب می‌شود. ایجاد تنش‌های پسماند در قطعه باعث مشکلاتی از جمله شکست ترد قطعه، کاهش استحکام، کاهش عمر خستگی، و کاهش مقاومت کمانشی می‌شوند. علاوه بر این ممکن است که به سبب وجود هیدروژن به دام افتاده در محل جوشکاری در سازه ترک هیدروژنی ایجاد شود که احتمال شکست سازه قبل از خدمت‌دهی را بالا می‌برد.

علت شکل‌گیری ترک در بعضی از اتصالات جوشی مورد مطالعه قرار گرفته است و میزان انقباض و انبساط ناشی از حرارت جوشکاری در اطراف حوضچه جوش، جوش‌های گوشه و نفوذی محاسبه گردیده [۱ و ۲]. در پژوهشی دیگر، تعیین میزان تنش‌های پسماند جوشکاری فولاد به طور عددی انجام پذیرفته است [۳]. نتایج این تحقیق با داده‌های آزمایشگاهی همخوانی نداشتند که دلیل این اختلاف صرف‌نظر از برخی عوامل فیزیکی مهم گزارش شده است. به دست آوردن تنش‌های پسماند در سطوح بالا و پایین یک صفحه در اطراف خط جوش به کمک روش اجزای محدود در یک جوشکاری زیرپودری انجام شده است [۴]. در پژوهش دیگری، مدل‌سازی کل قطعه جوشکاری شده توسط محققین انجام گردید [۵ و ۶]. در این پژوهش‌های انجام شده علاوه بر مدل دو بعدی، مدل سه‌بعدی نیز تهیه شد که در این مدل‌ها اثرات الاستیک نواحی اطراف جوش برای اتصال یک حلقه بر روی سیلندر تحت شرایط مختلف جوشکاری بررسی شد.

علاوه بر شکل‌گیری تنش‌های پسماند، بوجود آمدن تغییر شکل‌های ناخواسته در قطعات حین جوشکاری یکی دیگر از مشکلات جوشکاری است که این امر بیشتر در قطعات و صفحات نازک خود را نشان می‌دهد. مطالعه تغییرشکل‌های ایجاد شده در جوشکاری اتصالات و اثر آن بر مقاومت کمانشی قطعه با استفاده از یک مدل سه‌بعدی اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته است [۷]. مطالعه اثر تغییر شکل‌ها و تنش‌های پسماند بر روی مقاومت نهایی و استحکام صفحات فلزی مستطیلی تحت فشار هستند توسط Cui و Mansour [۸] انجام پذیرفته است. در پژوهشی دیگر تاثیر ترتیب عملیات جوشکاری

بر تغییر شکل‌های ناشی از آن در صفحات نازک آلومینیومی جوشکاری شده به دو روش لب به لب و گوشه‌ای بررسی شده است [۹]. بررسی تغییر شکل‌های ایجاد شده در جوش گوشه به صورت جوشکاری خودکار توسط Deo و Michaleris [۱۰] برای انواع تغییر فرم‌ها از جمله کمانشی، خمشی و زاویه‌ای به صورت عددی و تجربی انجام شد. Yajiang و همکارانش [۱۱] توزیع تنش‌های پسماند در اتصال صفحات با استحکام بالا را که با جوشکاری قوسی به هم متصل شده بودند را در قالب یک مدل‌سازی اجزاء محدود تحلیل کردند. در یک مطالعه سه‌بعدی در رابطه با اتصال لوله‌ای جوش، علاوه بر مشخص شدن تاریخچه دمایی و تنش‌های پسماند و مقایسه این نتایج با نتایج تجربی، از این نتایج برای تحلیل یک چرخه بارگذاری چرخه‌ای استفاده شد تا بتوان میزان اثر این مقادیر را در بارگذاری تعیین کرد [۱۲]. Wang و همکارانش [۱۳] با استفاده از روش آزمایشگاهی زیرساختار که یک روش عددی سه‌بعدی برای مسایل الاستوپلاستیک در محیط‌های حرارتی است به بررسی تغییر شکل‌های جوشکاری پرداختند. آن‌ها در این پژوهش مقادیر دقیق تغییر شکل‌ها در ورق‌هایی از جنس فولادهای ضدزنگ و کربنی را محاسبه نمودند. در مطالعه‌ای دیگر که در آن برای در نظر گرفتن اثر پر شونده‌گی فلز جوش در اتصال جوشی گوشه‌ای از شیوه تولد و مرگ (Birth and Death) استفاده شده است، تاریخچه دمایی و تغییر شکل‌های پسماند ناشی از جوشکاری با دقت بسیار بالایی گزارش شده‌اند [۱۴]. برای ارزیابی تنش‌های پسماند و همچنین تغییر شکل‌ها در ورق‌های جوش شده با ضخامت زیاد با کمک روش اجزای محدود، چاند و همکارانش از شبیه‌سازی دو بعدی به کمک نرم‌افزار ANSYS استفاده کردند [۱۵]. در این تحقیق تاثیر پارامترهای جوشکاری به همراه تاثیر سرعت سرد شدن جوش بر شکل‌گیری تنش‌های پسماند و تغییر شکل‌ها پرداخته شده است.

با توجه به پیشینه پژوهش‌های اشاره شده، می‌توان دریافت که تاکنون با دقت از نرم‌افزار اجزاء محدود برای شبیه‌سازی فرایند جوشکاری در اتصالات ساختمانی با مدل‌سازی منبع حرارتی به صورت متحرک در اکثر پژوهش‌ها استفاده نشده است. به بیانی دیگر، استفاده از جوش متحرک به کمک کدنویسی و پیوند آن با برنامه‌های متداول اجزاء محدود برای این گونه اتصالات و هندسه مربوطه تا به امروز در هیچ کار تحقیقاتی انجام پذیرفته است. به علاوه، در این مقاله مورد از شیوه تولد و مرگ اجزا در برخی از گذرهای جوشکاری



استفاده شده است. با توجه به اینکه استفاده از این شیوه باعث افزوده شدن به هزینه محاسبات می‌گردد، در این تحقیق از این شیوه برای خطوط جوش کوتاه استفاده شده و هنگام مطالعه خطوط جوش بلند از روشی ترکیبی میان شیوه تولد و مرگ و روش رسوبی استفاده شده است.

۲- شبیه‌سازی فرآیند جوشکاری

به دلیل فقدان اطلاعات بر پایه محاسبات دقیق ریاضی در زمینه فرآیند جوشکاری و همچنین داده‌هایی بر پایه آزمایشات تجربی و روش‌های آزمون و خطا، با وجود پیشرفت چشمگیر پردازش‌های رایانه‌ای، استفاده از روش‌های عددی (اجزاء محدود) همچنان برای تحلیل مسایل جوشکاری محدود است. از طرف دیگر تحلیل دقیق و تحلیلی فرآیندهای جوش به دلیل بالا بودن تعداد پارامترهای موثر بر روی فرآیند و ناشناخته بودن آن‌ها امکان پذیر نیست. از طرف دیگر، برای مدل‌سازی فرآیند جوشکاری، باید مدل را به صورت نزدیک به واقعیت شبیه‌سازی کرد ولی برای آنکه تحلیل از نظر هزینه زمانی و اقتصادی بهینه و توجیه پذیر باشد باید از جزئیاتی که در تحلیل اثر کمتری دارند صرف نظر کرد.

با در نظر گرفتن تمامی موارد یاد شده در انتخاب روش تحلیل، در این مقاله تحلیل حرارتی و مکانیکی فرآیند جوشکاری به روش غیر مستقیم صورت گرفته که باعث کاهش چشمگیری در هزینه و زمان تحلیل این فرآیندها گشته و در مقابل از دقت بسیار قابل قبولی برخوردار است.

۲-۱- روش غیر مستقیم یا غیر کوپل

روش غیر مستقیم (Uncouple OR Indirect Coupling) برای تحلیل یک فرآیند جوشکاری دارای دو مرحله است. مرحله اول، مرحله تحلیل حرارتی و اعمال حرارت ناشی از جوشکاری به قطعه می‌باشد. در این مرحله از تحلیل، میزان شار ورودی و دیگر پارامترهای موثر بر تحلیل اعمال می‌شود و در ادامه معادلات حاکم بر این تحلیل حرارتی گذرا حل می‌شوند و با اعمال شرایط مرزی حرارتی مقدار دمای هر گره در هر لحظه به دست خواهد آمد. میدان دمایی به دست آمده که وابسته به زمان می‌باشد در مرحله بعدی تحلیل که تحلیل مکانیکی تحلیل می‌باشد به عنوان یکی از بارگذاری‌های سازه به مدل اعمال می‌شود. در تحلیل مکانیکی معادلات حاکم بر مساله، معادلات اساسی مومسانی می‌باشد. پس از اعمال شرایط مرزی مکانیکی بر مدل، در هر گام زمانی بارگذاری حرارتی بدست آمده از

تحلیل اول به گره‌ها اعمال می‌شود و معادلات حاکم بر مساله که همان معادلات مومسانی می‌باشند حل می‌شوند و تنش‌ها و کرنش‌های کلی سازه به دست می‌آیند و تنش‌های پسماند ناشی از حرارت نیز در هر مرحله محاسبه می‌شوند و به تنش‌های موجود اضافه می‌گردند تا در هر لحظه رفتار مدل به روز شود.

۲-۲- تحلیل حرارتی فرآیند جوشکاری

برای تحلیل یک فرآیند جوشکاری به روش غیر مستقیم اولین گام برای شبیه‌سازی فرآیند، تحلیل حرارتی است. اولین مرحله در روند شبیه‌سازی، اعمال ورودی‌های حرارتی به قطعه است. در فرآیند جوشکاری اعمال شار حرارتی ناشی از منبع جوشکاری به عنوان ورودی مورد نظر یا همان بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. معادله انتقال حرارت گذرای حاکم بر این مساله در فرم ماتریسی به صورت معادله (۱) بیان می‌شود.

$$\rho c \left(\frac{\partial T}{\partial t} + \{V\}^T \{L\} T \right) = \{L\}^T \{D\} \{L\} T + \bar{q} \quad (1)$$

در این معادله ρ چگالی ماده، c گرمای ویژه، t زمان، $T(x, y, z, t)$ دمای موجود در هر لحظه و \bar{q} نرخ تولید حرارت در واحد حجم است. V بردار سرعت انتقال جرم است که به صورت معادله (۲) تعریف می‌گردد، D ماتریس ضریب هدایت حرارتی مطابق معادله (۳) و L یک عملگر برداری است که به صورت معادله (۴) بیان می‌شود.

$$\{V\} = \{v_x \quad v_y \quad v_z\}^T \quad (2)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\{L\} = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right\}^T \quad (4)$$

شرایط اولیه در مسایل انتقال حرارت معمولاً به صورت توزیع دمای اولیه در جسم بیان می‌شود؛ از این رو شرط اولیه مساله انتقال حرارت به فرم معادله (۵) برقرار است.

$$T(x, y, z) = T_0(x, y, z) \quad (5)$$

در این معادله T_0 دمای اولیه جسم است.

شرایط مرزی نیز به صورت انتقال حرارت همرفتی (جابه‌جایی) و انتقال حرارت تشعشعی (تابشی) مطابق معادلات (۶) و (۷) در نظر گرفته می‌شود.

$$[D^{eq}] = [D^e] + [D^p] \quad (10)$$

در این معادلات $[D^e]$ مشخص کننده ماتریس سختی الاستیک است. $[D^p]$ ماتریس سختی پلاستیک می‌باشد و $[C^{th}]$ ماتریس سختی حرارتی را نشان می‌دهد. $d\sigma$ جزء تنش‌های پسماند، $d\varepsilon$ جزء کرنش و dT نشان دهنده جزء دما است.

۲-۴- پارامترهای شبیه‌سازی جوشکاری

مقدار انرژی یا شار حرارتی اعمالی به قطعه که توسط قوس الکتریکی به جسم وارد می‌شود مطابق معادله ذیل بیان می‌شود:

$$Q_w = \eta \cdot V \cdot I \quad (11)$$

در این رابطه Q_w مقدار کل انرژی الکتریکی یا حرارتی اعمالی به قطعه است که واحد آن بر حسب وات بیان می‌شود. V ولتاژ جوشکاری، I شدت جریان جوشکاری (آمپراژ) است. پارامتر η مقدار بازدهی قوس الکتریکی را نشان می‌دهد. این پارامتر به نوع جوشکاری وابسته است و برای هر یک از حالات جوشکاری مقداری متفاوت دارد. در جدول (۱) مقادیر مختلف η برای حالات مختلف جوشکاری آورده شده است.

جدول ۱- بازدهی قوس الکتریکی جوشکاری

روش جوشکاری	بازده حرارتی قوس الکتریکی (%)
جوشکاری زیر پودری	۹۱-۹۹
جوشکاری با الکتروود پوشش‌دار	۶۶-۸۵
جوشکاری تحت حفاظت گاز (CO_2)	۷۵-۹۳
جوشکاری تحت حفاظت گاز (Ar)	۶۶-۷۰

پس از آن که مقدار انرژی جوشکاری تعیین شد، باید نحوه اعمال آن به قطعه نیز مشخص شود. در این مقاله روش شبیه‌سازی فلاکس جوش که به واقعیت شباهت بیشتری دارد، برای اعمال حرارت به قطعه جوشکاری توسط مدل توزیع دو بیضوی چگالی توان یا مدل گلداک مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل نصف جلوی منبع حرارتی، یک منبع بیضوی و در نصف پشت منبع بیضوی مجزایی در نظر گرفته می‌شود. انرژی کل بوسیله پارامترهایی بین این دو منبع حرارتی تقسیم می‌شود. این پارامترها شامل f_r برای جلوی منبع حرارتی و f_p برای منبع عقبی در نظر گرفته می‌شود. این پارامترها میزان نرخ رسوب انرژی حرارتی در جلو و عقب منبع حرارتی گلداک را مشخص می‌کنند و توسط معادلات ذیل محاسبه می‌شوند.

$$q_{conv} = h(T - T_{amb}) \quad (6)$$

$$q_{rad} = \varepsilon\sigma(T^4 - T_{amb}^4) \quad (7)$$

در معادلات بالا h ضریب انتقال گرمایی به صورت جابه‌جایی، T دمای سطح جسم در هر لحظه، T_{amb} دمای محیط، σ ثابت استفان-بولتزمن و ε ضریب پخش موثر یا همان ضریب گسیل می‌باشد که به مقدار زیادی وابسته به جنس سطح و نحوه پرداخت آن است [۱۶]. معادله انتقال حرارت (۱) با استفاده از شرایط اولیه و مرزی معین (معادلات (۶) و (۷)) تحلیل می‌شود و نتایج آن به صورت میدان دمایی در مدل به دست می‌آید.

۲-۳- تحلیل مکانیکی فرآیند جوشکاری

پس از تحلیل حرارتی و بدست آمدن میدان‌های دمایی مدل در هر لحظه زمانی، تحلیل مکانیکی برای تعیین تنش‌ها و کرنش‌های پسماند ایجاد شده در قطعه آغاز می‌گردد. در این قسمت تاریخچه دمایی به دست آمده از تحلیل حرارتی به عنوان بارگذاری حرارتی برای تحلیل مکانیکی اعمال می‌شود. تنش‌ها و کرنش‌های پسماند نهایی، با انباشته شدن تنش‌ها و کرنش‌های بدست آمده در هر لحظه زمانی که ناشی از میدان دمایی بدست آمده از تحلیل حرارتی هستند، حاصل می‌شوند. بدلیل حساسیت خواص مکانیکی قطعه به دما، این رفتار وابسته به خواص مکانیکی مصالح مورد مطالعه قرار گرفته است. معادلات حاکم بر تحلیل مکانیکی، معادلات پایه‌ای تعادل می‌باشند که توسط رابطه ذیل بیان می‌گردد.

$$\sigma_{ij,j} + \rho \cdot b_i = 0 \quad (8)$$

این معادله بیان کننده تعادل جسم برای یک جسم ساکن می‌باشند. در معادله (۸)، σ_{ij} بیان کننده تانسور تنش موجود در قطعه و b_i نشان دهنده نیروهای حجمی است. برای تحلیل یک مسأله ترمومکانیکی جوشکاری علاوه بر معادلات بالا به معادلات دیگری نیز احتیاج است که معادلات پایه‌ای خوانده می‌شوند. این معادلات بر مبنای مواد ترموالاستو-پلاستیک و بر پایه معیار تسلیم فون میسز و قانون کرنش سختی همسانگرد بیان شده‌اند. این معادلات که ارتباط بین تنش و کرنش در مسائل ترموالاستو-پلاستیک را بیان می‌کند به صورت زیر بیان می‌شوند [۱۷]:

$$[d\sigma] = [D^{eq}][d\varepsilon] - [C^{th}]dT \quad (9)$$



جوش را لحاظ می‌کند. پارامتر b مشخصه‌ای است که میزان نفوذ و عمق جوشکاری را تعیین می‌کند.

برای شبیه‌سازی فلز پر کننده در فرآیند جوشکاری نیز می‌توان از مرسوم‌ترین روش‌هایی که در تحقیقات مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند، روش رسوبی و روش تولد و مرگ اجزا، استفاده کرد. با توجه به اینکه هرکدام از این روش‌ها مزایا و معایبی دارند، برای استفاده از مزایای هر دو روش و کاهش معایب آن‌ها در این پژوهش از روش ترکیبی این دو روش استفاده شده است. از آن‌جا که مدل سازی جوش‌های تک‌گذره با استفاده از هر یک از این روش‌ها دقت قابل قبولی را دارد و نتایج تحلیل این روش‌ها اختلاف کمی با یک‌دیگر دارند، برای کاهش زمان پردازش برای جوش‌های تک‌گذره موجود در این پژوهش، با توجه تعداد بالای خطوط جوش، روش رسوبی مورد استفاده قرار گرفته است. برای جوش‌های دو گذره و بیشتر، میزان خطای روش رسوبی زیاد است و باید از روش تولد و مرگ اجزا استفاده کرد؛ ولی تعداد اجزای موجود در جوش‌های چند گذره به صورت نسبی بیشتر از جوش‌های تک پاسه می‌باشد و استفاده از روش تولد و مرگ به شدت زمان تحلیل را افزایش می‌دهد. برای حل این مشکلات از روش تولد و مرگ جزئی استفاده شده است.

۲-۵- تحلیل تنش در نرم افزار ABAQUS

در این پژوهش از نرم افزار ABAQUS جهت تحلیل استفاده می‌شود. همچنین با تهیه زیرروال DFLUX در حرکت قوس الکتریکی و حوضچه مذاب در محیط برنامه نویسی فرترن و پیوند آن با برنامه ABAQUS تحلیل حرارتی و مکانیکی کامل انجام می‌گردد.

۳- تعریف اتصال مورد مطالعه

هندسه انتخابی برای تحلیل حرارتی جوشکاری و به دست آوردن تنش‌های پسماند و تاثیر این تنش‌ها بر عملکرد سازه از مطالعات Saneei Nia و همکارانش [۱۹ و ۲۰] انتخاب شده است. مورد مطالعه شامل یک اتصال گیردار تیر به ستون و ورق‌های زیرسری و روسری می‌باشد. در شکل‌های (۲) تا (۴) هندسه و نحوه این اتصال به همراه ابعاد جوش‌های استفاده شده در تحلیل نشان داده شده است.

از آنجا که مهمترین عامل در شکل‌گیری تنش‌های پسماند در جوشکاری خواص وابسته به دما می‌باشد، تمامی این خواص شامل ضریب هدایت حرارتی، گرمای ویژه، چگالی، ضریب انبساط حرارتی، تنش تسلیم، ضریب الاستیسیته یا مدول یانگ و

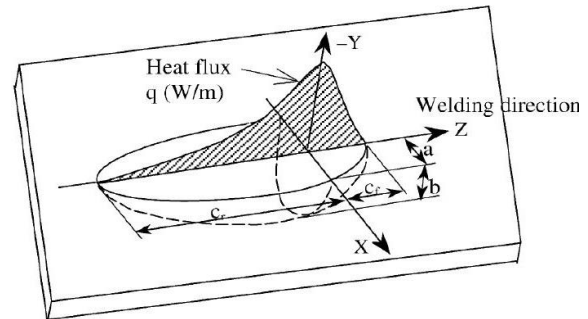
$$f_f = \frac{2c_f}{c_f + c_r} \quad (12)$$

$$f_r = \frac{2c_r}{c_f + c_r} \quad (13)$$

با جمع کردن معادلات فوق خواهیم داشت:

$$f_r + f_f = 2 \quad (14)$$

در معادلات (۱۲) و (۱۳) پارامترهای c_f و c_r مشخصه‌های طولی محسوب می‌شوند و به ترتیب میزان طول انتشار شار در جلو و عقب منبع حرارتی را مشخص می‌کنند. در شکل (۱) مدل توزیع شار گلداک و پارامترهای موجود در این مدل مشاهده می‌شود.



شکل ۱- منبع حرارتی دو بیضی‌گون گلداک [۱۸]

روابط این مدل برای دستگاه مختصات ثابت به صورت معادلات ذیل بیان می‌شود.

$$q_f(x, y, z, t) = \frac{6\sqrt{3}f_f Q}{abc_f\pi\sqrt{\pi}} e^{-\frac{3x^2}{a^2}} \times e^{-\frac{3y^2}{b^2}} e^{-\frac{3[z+v(\tau-t)]^2}{c_f^2}} \quad (15)$$

$$q_r(x, y, z, t) = \frac{6\sqrt{3}f_r Q}{abc_r\pi\sqrt{\pi}} e^{-\frac{3x^2}{a^2}} \times e^{-\frac{3y^2}{b^2}} e^{-\frac{3[z+v(\tau-t)]^2}{c_r^2}} \quad (16)$$

معادله (۱۵) شار حرارتی جلوی منبع و معادله شار حرارتی عقب منبع را تعریف می‌کند. در این معادلات Q نرخ کل انرژی ورودی، τ ضریب تاخیر و v سرعت جوشکاری است. پارامترهای a و b از دیگر پارامترهای طولی این مدل هستند و می‌توانند مقادیر متفاوتی را اختیار کنند. پارامتر a پارامتری است که مربوط به عرض بیضی‌گون است و ناحیه عرضی حوضچه

در پروژه موجود، مقادیر جریان الکتریکی (آمپراژ) و ولتاژ هر یک از گذرها متفاوت انتخاب گردیده است.

۳-۱- اعتبار سنجی

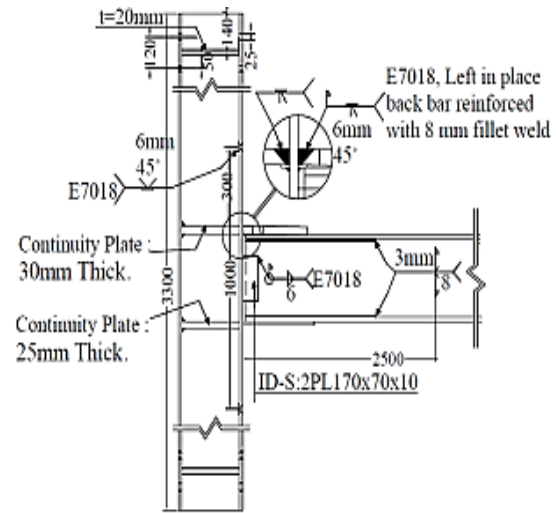
به منظور اطمینان و ارزیابی اعتبار شیوه‌های اجزاء محدود استفاده شده در این پژوهش، به مقایسه نتایج **Stamenković** و **Vasović** [۲۱] به صورت عددی و آزمایشگاهی تنش‌های پسماند در جوشکاری دو صفحه هم‌جنس را مورد بررسی قرار داده‌اند، می‌پردازیم. مدل مورد بررسی دو ورق فلزی هر یک به ابعاد $100 \times 100 \times 3$ میلیمتر می‌باشد و ناحیه جوشکاری به صورت لب به لب و تک گذر است. فولاد استفاده شده از نوع فولاد نرمه ASTM36 یا ST-52 بوده و مقدار دمای ذوب مفروض برابر ۱۵۵۰ درجه سانتی‌گراد است. پارامترهای جوشکاری در نظر گرفته شده با توجه به نوع جوشکاری که از نوع الکترو دستی است در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۲- پارامترهای جوشکاری [۲۱]

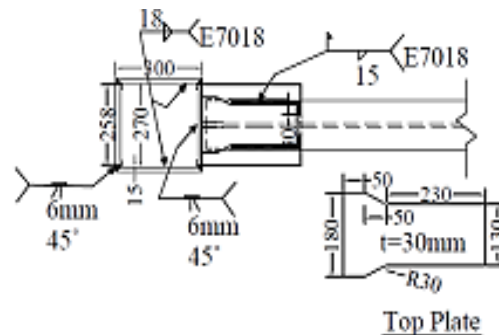
امپر (I)	ولتاژ (V)	بازده قوس الکتریکی	سرعت حرکت منبع حرارتی (mm/s)
۱۸۰	۲۴	۰/۸۵	۵

در اولین گام برای بررسی درستی شیوه‌های موجود در این تحقیق، باید فرآیند جوشکاری مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور از تهیه زیرروال DFLUX استفاده شده و مدل منبع حرارتی دو بیضیگون گلدک با اعمال پارامترهای موثر آن در محیط برنامه‌نویسی فرترن نوشته شده است. پس از انجام تحلیل حرارتی و به دست آمدن تاریخچه دمایی هر یک از گره‌ها تحلیل مکانیکی برای به دست آوردن تنش‌های پسماند انجام می‌شود. برای مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی برای صحت‌سنجی و نتایج به دست آمده توسط **Stamenković** و **Vasović** [۲۱]، نتایج در شکل (۵) ارائه شده و به دلیل وجود تقارن در هندسه مورد بررسی، تنها برای یک نیمه از هندسه بیان گردیده است.

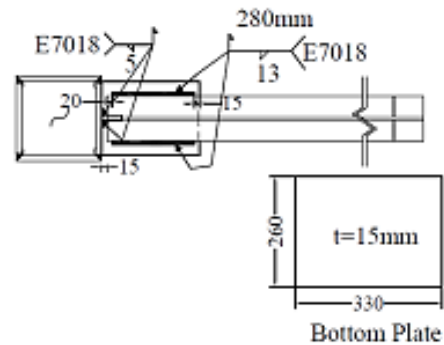
در شکل (۵) خطوط آبی، نارنجی و طوسی رنگ به ترتیب بیانگر نتایج تحلیل‌های آزمایشگاهی و عددی به دست آمده توسط **Stamenković** و **Vasović** و تحلیل عددی انجام شده در ABAQUS است. نتایج بدست آمده تطابق مطلوبی با یکدیگر دارند و میزان خطا کمتر از ۵٪ است؛ از این رو روش تحلیل انتخاب شده در این پژوهش دارای عملکرد مناسبی است و می‌توان در ادامه از آن بهره برد.



شکل ۲- اتصال تیر به ستون [۱۹ و ۲۰]



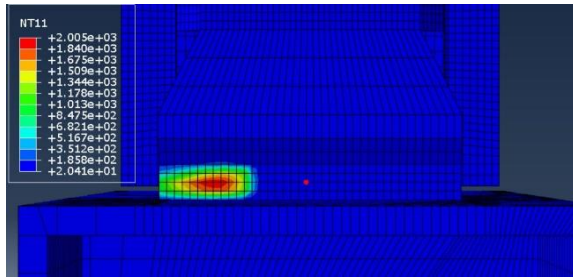
شکل ۳- ابعاد ورق روسری [۱۹ و ۲۰]



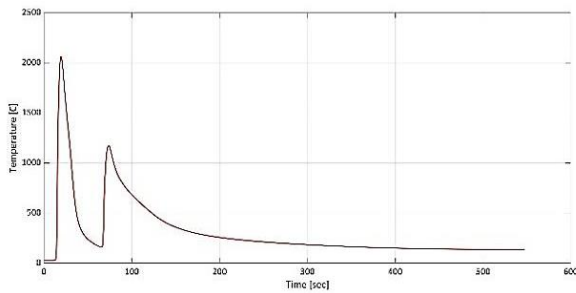
شکل ۴- ابعاد ورق زیرسری [۱۹ و ۲۰]

ضریب پواسون به صورت تابعی از دما مطابق مرجع [۱۹] در نظر گرفته شده است. نوع جوشکاری با توجه به گستردگی استفاده از جوشکاری به روش الکترو دستی در صنعت ساختمان، به صورت دستی در نظر گرفته شده است. با توجه به متفاوت بودن ضخامت و طول هر یک از گذرهای جوشکاری

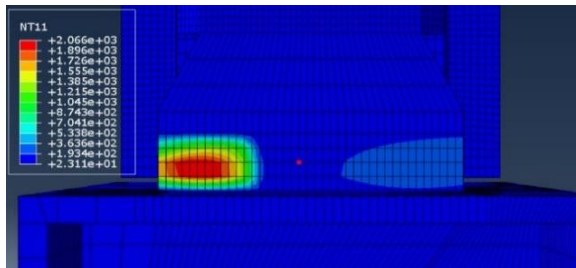
در شکل (۱۹) نمایش داده شده است.



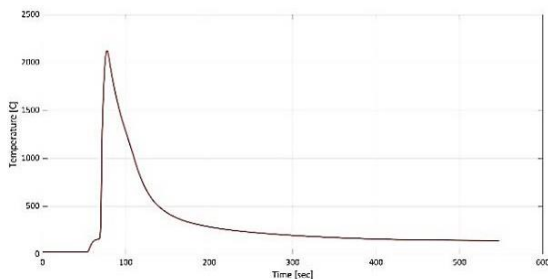
شکل ۶- نمودارهای توزیع دمایی گذر اول جوشکاری اتصال ورق
روسی به ستون $t = 10\text{ s}$



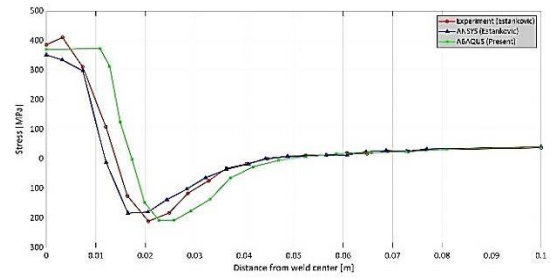
شکل ۷- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در گذر اول جوشکاری
اتصال ورق روسی به ستون



شکل ۸- نمودارهای توزیع دمایی گذر دوم جوشکاری اتصال ورق
روسی به ستون $t = 10\text{ s}$



شکل ۹- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در گذر دوم جوشکاری
اتصال ورق روسی به ستون



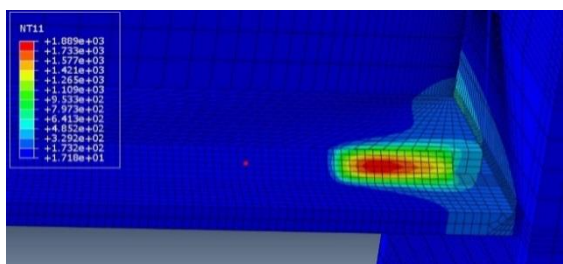
شکل ۱۰- مقایسه نتایج تنش‌های پسماند بدست آمده از این تحقیق با
نتایج تحلیل [۲۱]

۴- بحث و بررسی نتایج

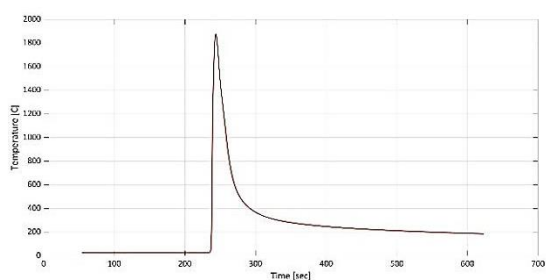
۴-۱- نتایج تحلیل حرارتی

در مرحله تحلیل حرارتی در مجموع از ۲۰ گام برای مدل‌سازی جوشکاری و انتقال حرارت جوشکاری به قطعه استفاده شده است. گام اول برای استفاده از شیوه تولد و مرگ اجزای جوش-های دو گذره در نظر گرفته شده است؛ در این گام که زمان آن برابر ۱ ثانیه در نظر گرفته شده است، اجزای جوش‌های دو گذره تحلیل به حالت مرگ در می‌آیند. از گام ۲ تا گام ۱۹ فرآیند جوشکاری آغاز می‌شود و هر یک از این گام‌ها برای یک گذر جوشکاری موجود در مساله استفاده می‌شود؛ زمان این گام‌ها متفاوت بوده و به طول و سرعت جوشکاری هر گذر وابسته است، بازه زمانی این گام‌ها حداقل برابر ۱۰ ثانیه و در بیشترین حالت برابر ۵۷ ثانیه است. گام ۲۰ و نهایه تحلیل حرارتی مربوط به زمان سرمایش کلی قطعه است و نسبت به دیگر گام‌ها دارای زمان به مراتب بزرگتری است.

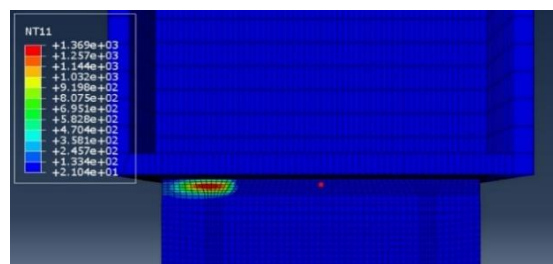
نمودارهای توزیع دمایی گذرهای اول و دوم جوشکاری اتصال ورق روسی به ستون در شکل‌های (۶) و (۸)، و گذرهای اول و دوم جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون در شکل‌های (۱۰) و (۱۲)، جوشکاری اتصال ورق زیرسری و روسی به تیر در شکل‌های (۱۴) و (۱۶) و جوشکاری قائم اتصال ورق برشی به ستون در شکل (۱۸) در زمان‌های مختلف در ادامه آورده شده است. همچنین در این شکل‌ها نقطه‌ای با رنگ قرمز در میانه خط جوش (به صورت تقریبی) مشخص شده است و نمودار تاریخچه دمایی مربوط به این نقطه در گذرهای اول و دوم جوشکاری اتصال ورق روسی به ستون در شکل‌های (۷) و (۹)، در گذرهای اول و دوم جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون در شکل‌های (۱۱) و (۱۳)، در جوشکاری اتصال ورق زیرسری و روسی به تیر در شکل‌های (۱۵) و (۱۷) و در جوشکاری قائم اتصال ورق برشی به ستون



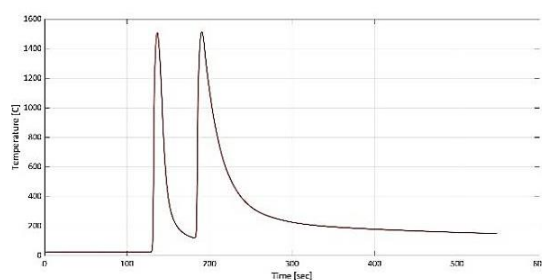
شکل ۱۴- نمودارهای توزیع دمایی جوشکاری اتصال ورق زیرسری به تیر $t = 10\text{ s}$



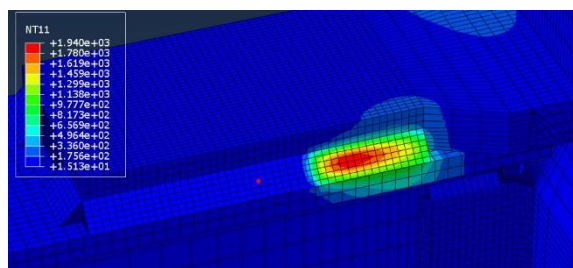
شکل ۱۵- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در جوشکاری اتصال ورق زیرسری به تیر



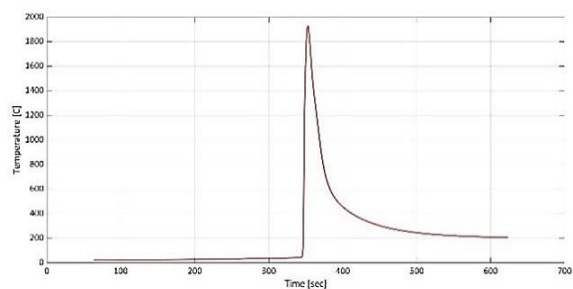
شکل ۱۰- نمودارهای توزیع دمایی گذر اول جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون $t = 10\text{ s}$



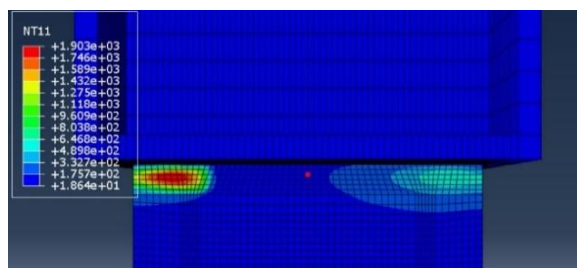
شکل ۱۱- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در گذر اول جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون



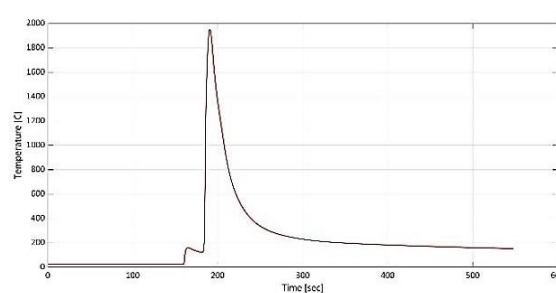
شکل ۱۶- نمودارهای توزیع دمایی جوشکاری اتصال ورق روسری به تیر $t = 10\text{ s}$



شکل ۱۷- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در جوشکاری اتصال ورق روسری به تیر

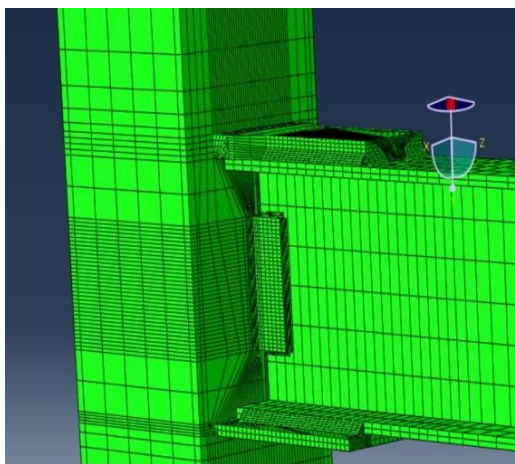


شکل ۱۲- نمودارهای توزیع دمایی گذر دوم جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون $t = 10\text{ s}$



شکل ۱۳- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در گذر دوم جوشکاری اتصال ورق زیرسری به ستون

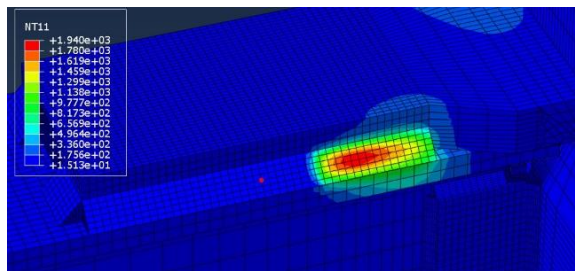
تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری انجام می‌شود و تنش‌های پسماند در نواحی مختلف اتصال محاسبه می‌شود. به دلیل تنوع در تعداد گذرهای جوشکاری موجود در تحلیل و تنوع در حالت قرارگیری آن‌ها میدان‌های تنش پیچیده‌ای در مدل ایجاد شده است؛ میدان‌های تنشی که در تمام چرخه سرمایش در قطعه باقی می‌مانند در واقع شکل نهایی تنش‌های پسماند موجود در قطعات هستند. این میدان‌های تنشی سه بعدی می‌باشند و در هر یک راستاهای مختصات مقادیر متفاوتی را پدید آورده‌اند. به همین علت می‌بایست دستگاه مختصات محلی در نظر گرفته شده برای ارایه نتایج مشخص باشد. برای تمامی اشکال و مقادیری که در ادامه آورده شده است دستگاه مختصات محلی مطابق با شکل (۲۰) است و تغییری نمی‌کند.



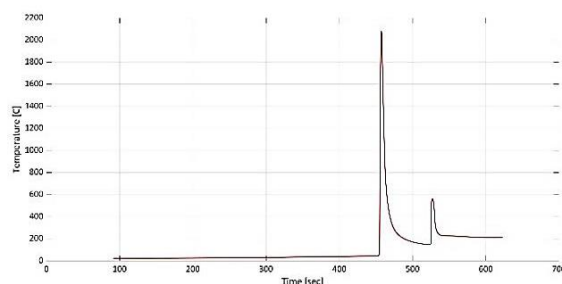
شکل ۲۰- مختصات محلی برای تحلیل تنش‌های پسماند

بر اساس شکل (۲۰)، راستای طولی تیر در جهت محور z راستای عمودی ستون در راستای محور y دستگاه مختصات و راستای سوم که بر اساس این دو محور تعیین می‌شود راستای x بوده و راستای عرض تیر در امتداد این محور مختصات قرار دارد. طبق دستگاه مختصات در نظر گرفته شده، راستای گذرهای جوشکاری اتصالات ورق روسری به زیرسری در راستای محور x ها، پاس‌های جوشکاری طولی و بلند اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به تیر در راستای محور z ها، گذرهای جوشکاری ورق برشی که در راستای ستون و به صورت قائم قرار دارند، در راستای محور y ها و بقیه گذرهای جوشکاری اتصال ورق برشی در راستای محور z ها می‌باشد.

در ادامه برای هر یک از حالات تنش ارائه شده، دو شکل ارایه گردیده است که در اولین شکل نمودارهای توزیع تنش و



شکل ۱۸- نمودارهای توزیع دمایی جوشکاری قائم اتصال ورق برشی به ستون $t = 16s$



شکل ۱۹- تاریخچه دمایی نقطه مشخص شده در جوشکاری قائم اتصال ورق برشی به ستون

در تمامی نمودارهای توزیع دمایی مشاهده می‌شود که دمای هر گره در ناحیه فلز جوش با رسیدن منبع حرارتی جوشکاری به سرعت به دمای مذاب خود که محدوده‌ای بین ۱۶۰۰ تا ۲۴۰۰ درجه سانتی‌گراد برای فولاد ساختمانی است، می‌رسد. پس از عبور منبع از روی هر گره، گره مذکور به سرعت فرآیند سرمایش را آغاز می‌کند و دمای آن تا دمای محیط کاهش می‌یابد. همچنین در نمودارهای تاریخچه دمایی مهمترین نکته، افزایش سریع دمای نقطه مشخص شده به عنوان نماینده‌ای از دیگر نقاط جوشکاری به نقطه ذوب خود و کاهش تدریجی دمای آن به صورت تدریجی است. این چرخه گرمایش و سرمایش عامل اصلی شکل‌گیری تنش‌ها و تغییر شکل‌های پسماند می‌باشد.

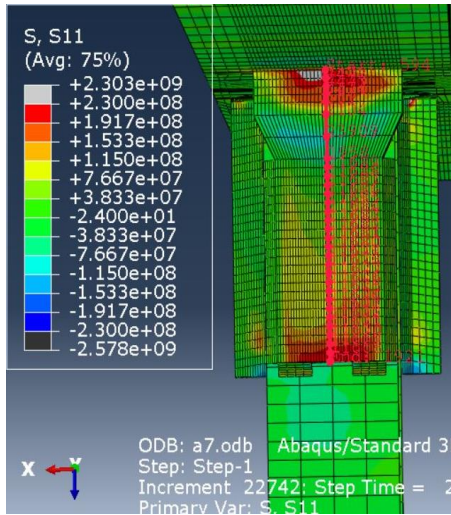
۴-۲- نتایج تحلیل مکانیکی تنش پسماند

پس از اتمام تحلیل حرارتی که در بخش قبلی ارایه شد، تحلیل مکانیکی برای محاسبه تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری آغاز می‌شود. برای انجام این تحلیل لازم است که تاریخچه دمایی تمامی گره‌های بدست آمده از تحلیل حرارتی به عنوان شرایط اولیه حرارتی به این تحلیل داده شود. با اعمال تاریخچه‌های دمایی گره‌ها به تحلیل مکانیکی مرحله پردازش

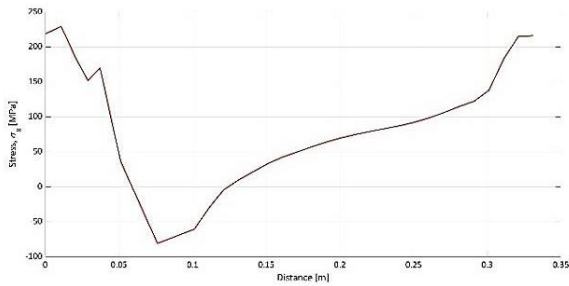
مسیرهایی در نزدیکی گذرهای جوش مشخص گردیده‌اند و در این شکل، نمودارهای تنش برای این مسیرهای مشخص آورده شده است.

۴-۲-۱- اتصال ورق روسری به ستون و تیر

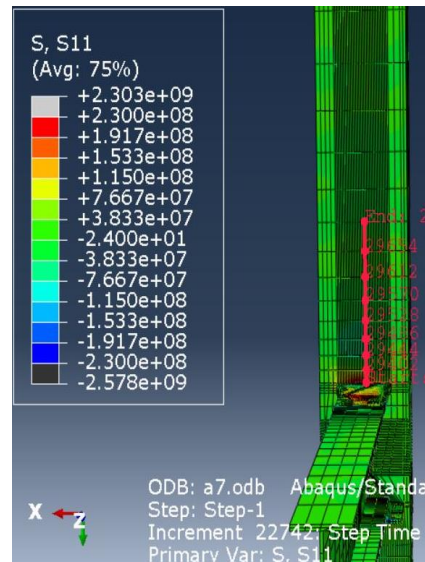
اتصالات ورق روسری به ستون شامل دو گذر جوشکاری است و این گذرهای جوشکاری در امتداد محور x می‌باشند. اتصال این ورق به تیر شامل دو گذر جوشکاری مجزا در امتداد محور z می‌باشد. در شکل‌های (۲۱)، (۲۳) و (۲۵) نمودار توزیع تنش در اتصال ورق روسری به ستون و تیر در شکل‌های (۲۲)، (۲۴) و (۲۶) نمودار تنش در مسیر مشخص شده در تصویر نمودار توزیع تنش به منظور بررسی و تحلیل عددی نمودارهای توزیع تنش، ارائه شده است.



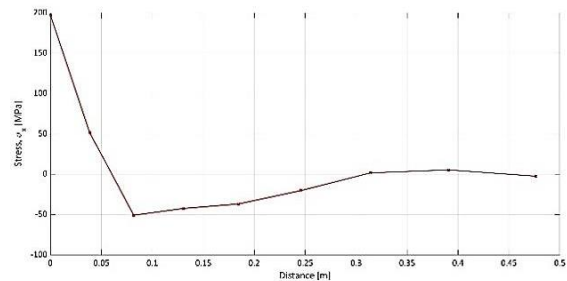
شکل ۲۳- تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای اتصال ورق روسری به تیر



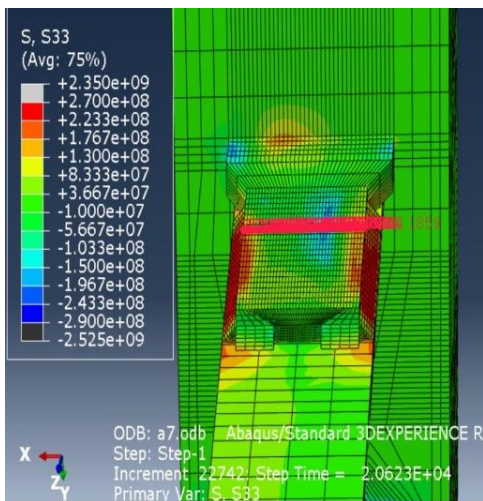
شکل ۲۴- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای مسیر مشخص شده در شکل (۲۳)



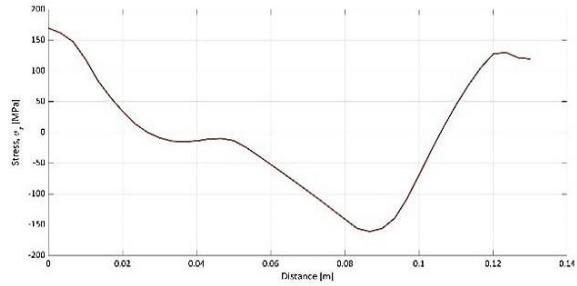
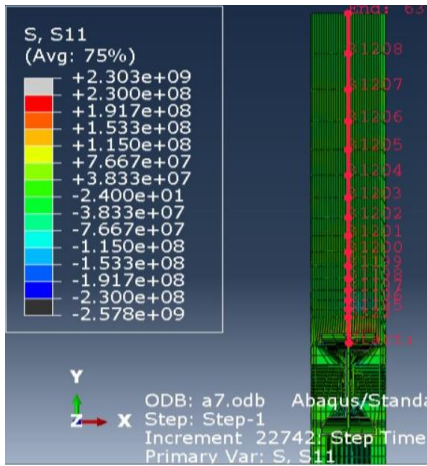
شکل ۲۱- تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای اتصال ورق روسری به ستون



شکل ۲۲- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای مسیر مشخص شده در شکل (۲۱)

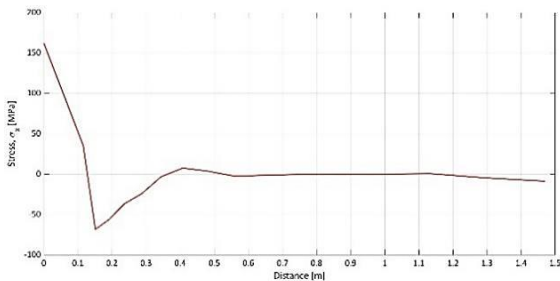


شکل ۲۵- تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای اتصال ورق روسری به تیر

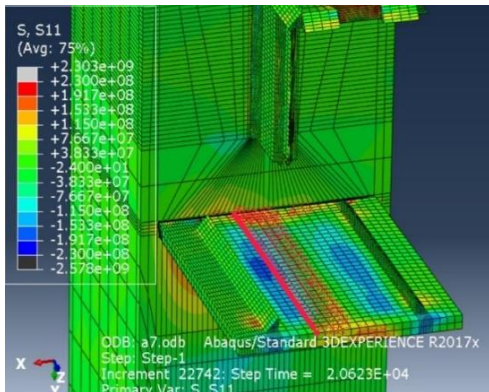


شکل ۲۶- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای مسیر مشخص شده در شکل (۲۵)

شکل ۲۷- تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای اتصال ورق زیرسری به ستون



شکل ۲۸- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای مسیر مشخص شده در شکل (۲۷)



شکل ۲۹- تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای اتصال ورق زیرسری به تیر

مذاب از نوع تنش کششی می‌باشند و با فاصله گرفتن از این نواحی از مقدار آن‌ها کاسته شده و به حالت فشاری در نواحی دورتر تبدیل می‌گردند. همچنین بعضی از نقاط در نواحی نزدیک به ناحیه جوش به شکل پلاستیک درآمده‌اند.

با دقت در شکل‌های (۲۲)، (۲۴) و (۲۶) که به ترتیب بیانگر مقادیر عددی شکل‌های (۲۱)، (۲۳) و (۲۵) هستند، می‌توان اظهار کرد که تنش‌های پسماند در نواحی نزدیک حوضچه مذاب از نوع تنش کششی می‌باشند و با فاصله گرفتن از این نواحی از مقدار آن‌ها کاسته شده و به حالت فشاری در نواحی دورتر تبدیل می‌گردند. بزرگی تنش‌های پسماند در نزدیکی حوضچه مذاب به دلیل چرخه حرارتی بالایی که در آن نواحی ایجاد شده نزدیک به نقطه تسلیم فلز است. این نکته نشان می‌دهد بعضی از نقاط در نواحی نزدیک به ناحیه جوش به شکل پلاستیک درآمده‌اند.

۴-۲- اتصال ورق زیرسری به ستون و تیر

اتصال ورق زیرسری به تیر و ستون از لحاظ تعداد گذرهای جوشکاری مشابه ورق روسری می‌باشد. در اتصال این ورق به ستون از دو گذر جوشکاری استفاده شده است. فرق اتصال ورق زیرسری نسبت به ورق روسری ضخامت کمتر بعد جوش است. این اتصال در راستای محور x ها انجام می‌شود. در اتصال ورق روسری به تیر نیز از دو گذر مجزای جوش گوشه در طرفین تیر استفاده شده است. راستای جوشکاری در این حالت در راستای محور z ها است. نمودار توزیع میدان تنش‌های پسماند در شکل‌های (۲۷)، (۲۹) و (۳۱) به ترتیب در اتصال ورق زیرسری به ستون، اتصال ورق زیرسری به تیر در راستای محور x ها و اتصال ورق زیرسری به تیر در راستای محور z ها برای یک گذر جوش و نمودار تنش‌های پسماند در راستای عمود بر مسیر جوشکاری در راستای مشخص شده در تصویر نمودار توزیع تنش، در شکل‌های (۲۸)، (۳۰) و (۳۲) آورده شده است.

مشابه آنچه در تحلیل تنش پسماند برای ورق روسری گفته شد، با دقت در شکل‌های (۲۸)، (۳۰) و (۳۲) که به ترتیب بیانگر مقادیر عددی شکل‌های (۲۷)، (۲۹) و (۳۱) هستند، در این حالت نیز تنش‌های پسماند در نواحی نزدیک حوضچه

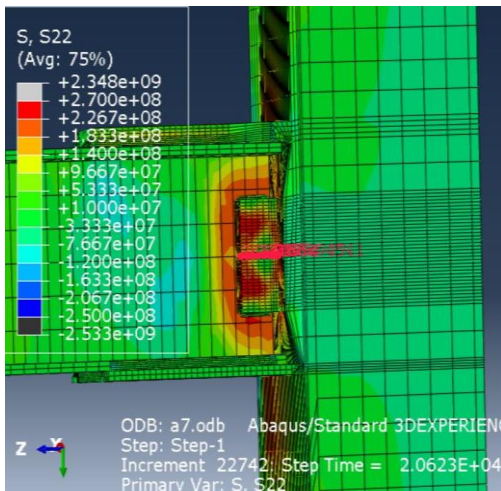
کوچک‌تری در ورق زیرسری شکل می‌گیرد به همین علت بزرگی تنش‌های پسماند در نهایت در این ورق نسبت به ورق روسری کوچک‌تر می‌شود.

۳-۲-۴- اتصال ورق‌های برشی به ستون و تیر

در اتصال مورد بررسی از دو ورق برشی استفاده شده است. هر یک از این ورق‌های برشی توسط چهار پاس جوشکاری به ستون و تیر متصل شده‌اند. برای اتصال هر ورق برشی به ستون از یک گذر جوش گوشه در راستای قائم استفاده شده است. راستای این جوش در جهت محور y ها می‌باشد.

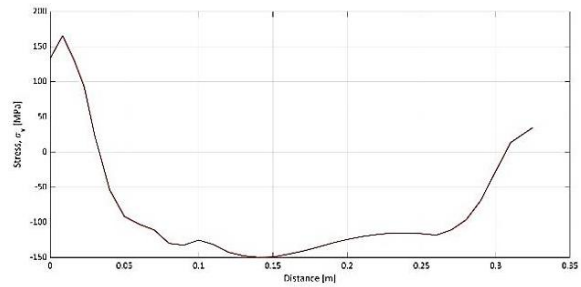
طراحی اتصال ورق‌های برشی به تیر از سه گذر جوش مجزا تشکیل شده است. پاس جوش بلندتر موازی و از نظر ابعاد برابر با جوش متصل کننده ورق برشی به ستون است. دو گذر جوش دیگر که در بالا و پایین ورق‌های برشی قرار دارند کوتاه‌تر بوده و در راستای محور z ها می‌باشند.

در شکل‌های (۳۳) و (۳۵) نمودار توزیع تنش در اتصال ورق‌های برشی به تیر و ستون و در شکل‌های (۳۴) و (۳۶) نمودار تنش در مسیر مشخص شده در تصویر نمودار توزیع تنش، آورده شده است.

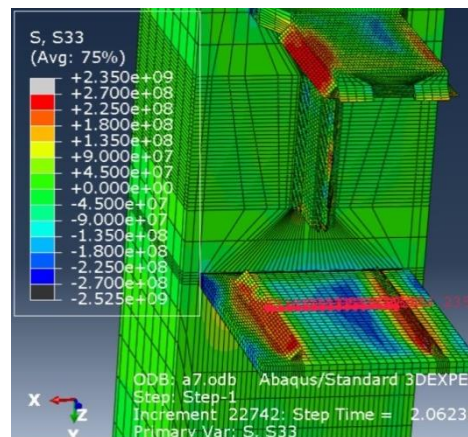


شکل ۳۳- تنش‌های پسماند در راستای محور y ها برای اتصال ورق برشی به تیر و ستون

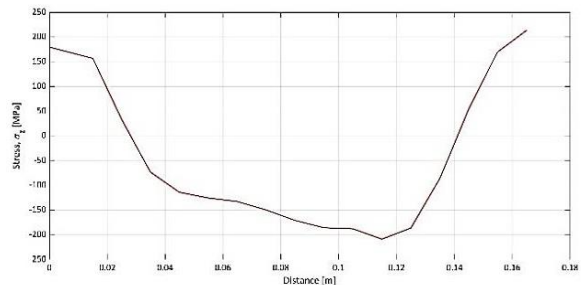
با ملاحظه شکل‌های (۳۴) و (۳۶) که به ترتیب بیانگر مقادیر عددی تنش در شکل‌های (۳۳) و (۳۵) هستند، در ورق‌های برشی به دلیل ابعاد کوچکتر این صفحات و تعداد بالای گذرهای جوشکاری، میدان‌های تنشی شکل گرفته پیچیده‌تر از میدان‌های تشکیل شده در حالات قبل می‌باشد. این نکته را می‌توان از مقارن نبودن میدان‌ها در شکل‌های (۳۴) و (۳۶) برداشت کرد.



شکل ۳۰- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور x ها (σ_x) برای مسیر مشخص شده در شکل (۲۹)



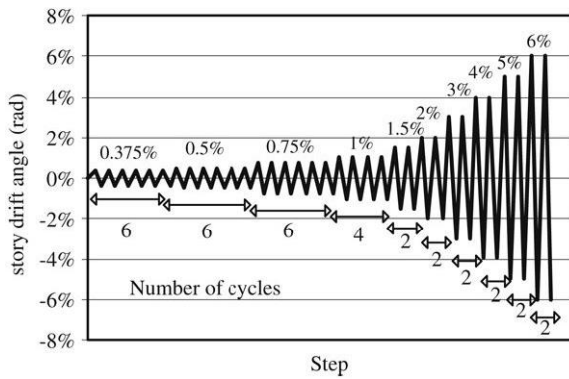
شکل ۳۱- تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای اتصال ورق زیرسری به تیر



شکل ۳۲- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای مسیر مشخص شده در شکل (۳۱)

مقایسه نتایج تنش پسماند ورق روسری و زیرسری نشان می‌دهد که بزرگی تنش‌های پسماند در ورق زیرسری به صورت کلی از تنش‌های شکل گرفته در ورق روسری کوچک‌تر است. دلیل این اتفاق ضخامت کمتر ورق زیرسری و ضخامت کمتر بعد پاس‌های جوش است. به دلیل ضخامت کمتر، انرژی کمتری برای فرآیند جوشکاری احتیاج است که به همین علت شار حرارتی کمتری به قطعه می‌رسد و چرخه‌های حرارتی

جهت بررسی اثرات تنش‌های پسماند بر روی اتصال، دو مدل آزمایشگاهی و عددی بدون تنش پسماند و با در نظر گرفتن تنش پسماند مورد مطالعه قرار گرفته است. بارگذاری انتخابی بدلیل موجود بودن نتایج تحلیل‌های تجربی و عددی این اتصال در مطالعات **Saneei Nia** و همکارانش [۱۹] انتخاب گردیده است. این الگوی بارگذاری در ضوابط FEMA350 [۲۲] و AISC [۲۳] موجود است و برای تأیید صلاحیت اتصالات مورد استفاده قرار می‌گیرد. الگوی این بارگذاری مطابق شکل (۳۷)، متناسب با اعمال جابه‌جایی زاویه تغییر مکان نسبی طبقه تعیین می‌شود.



شکل ۳۷- بارگذاری چرخه‌ای برای آزمایش اتصالات [۲۲]

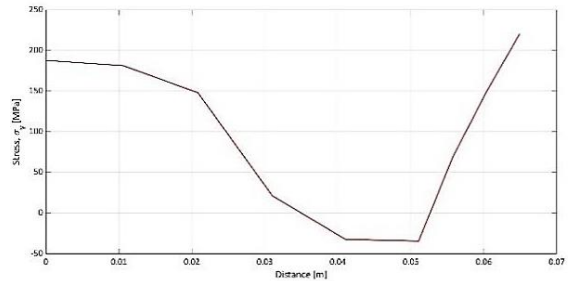
در این پژوهش ۹ چرخه کامل، شامل ۳۲ گام برای بارگذاری چرخه‌ای لحاظ شده است و تا زاویه چرخش نسبی طبقه به مقدار ۶٪ رادیان ادامه پیدا می‌کند.

۴-۳-۱- صحت‌سنجی

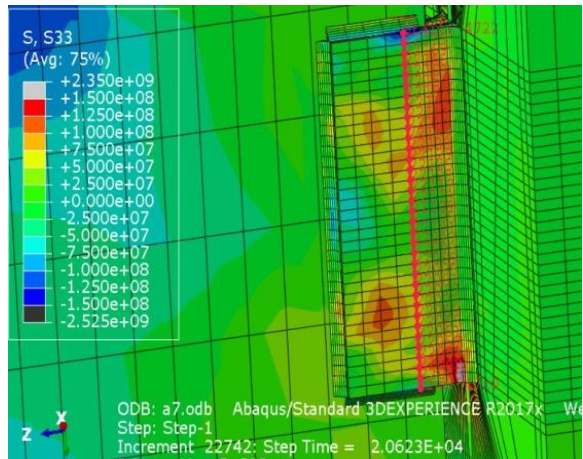
برای صحت‌سنجی مدل‌های ایجاد شده در این پژوهش، مدل شبیه‌سازی شده اتصال در این پژوهش با صرف نظر از اثرات تنش‌های پسماند که در شکل (۳۸) آمده است با نتایج مدل‌های تجربی و عددی همین اتصال که در مطالعات **Saneei Nia** و همکارانش [۱۹ و ۲۰] مطابق شکل (۳۹) موجود است، مورد ارزیابی قرار داده شده است.

با مقایسه شکل‌های (۳۸) و (۳۹) مشاهده می‌شود که مقادیر عددی دو مدل تا انتهای چرخه هشتم (۵٪ رادیان) دارای انطباق مناسبی با یکدیگر می‌باشند و نتایج مدل ساخته شده در این پژوهش از دقت مناسبی برخوردار است. در چرخه نهایی (۶٪ رادیان) اختلاف در بین دو نمودار افزایش پیدا می‌کند، با این وجود میزان خطا کمتر از ۱۵٪ است و می‌توان به مقایسه نتایج پرداخت. تفاوت‌های موجود می‌تواند بدلیل متفاوت در نظر گرفتن خواص فلز جوش در مدل عددی طراحی شده باشد.

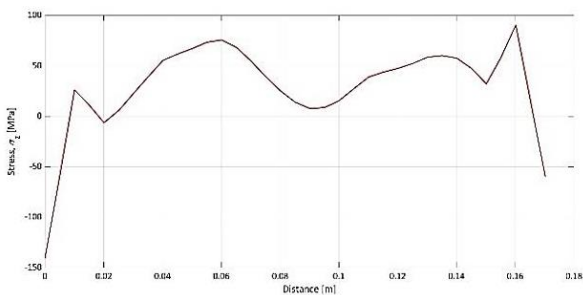
از دیگر دلایلی که این میدان‌های تنش را متفاوت می‌کند فاصله کم این دو ورق از یکدیگر است که باعث تاثیر گذار شدن حرارت جوشکاری گذرهای جوش یکی از این ورق‌های برشی بر دیگری است.



شکل ۳۴- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور y ها (σ_y) برای مسیر مشخص شده در شکل (۳۳)

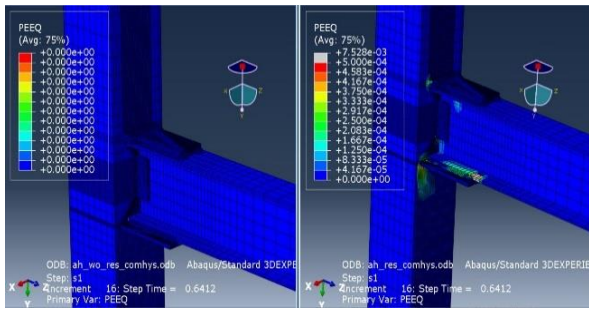


شکل ۳۵- تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای اتصال ورق برشی به تیر و ستون

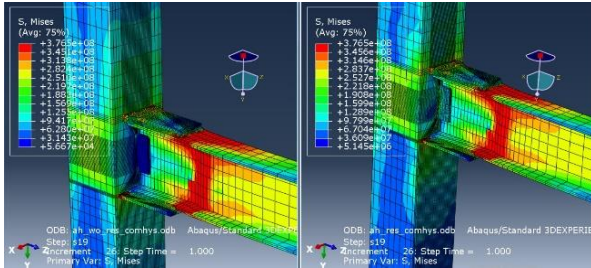


شکل ۳۶- نمودار تنش‌های پسماند در راستای محور z ها (σ_z) برای مسیر مشخص شده در شکل (۳۵)

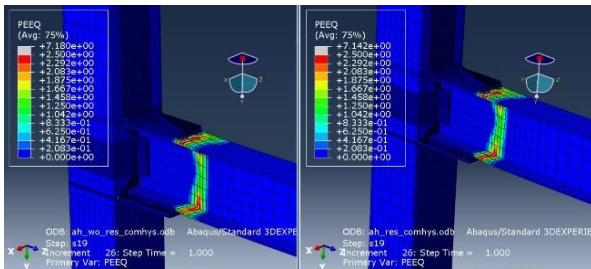
۴-۳-۲- نتایج تحلیل مکانیکی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای



شکل ۴۱- معیار کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) قبل از شروع بار گذاری



شکل ۴۲- تنش فون میسز (Pa) در انتهای چرخه‌های بارگذاری

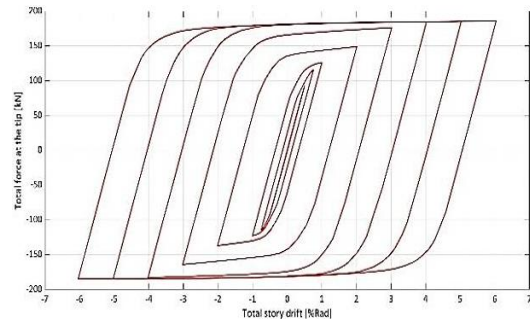


شکل ۴۳- معیار کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در انتهای چرخه‌های بارگذاری

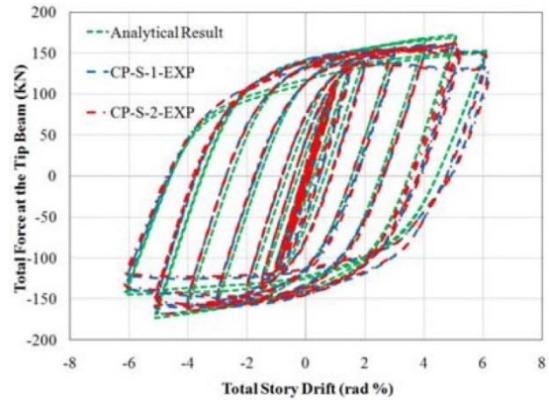
تنش‌های پسماند جوشکاری قبل از آغاز بارگذاری چرخه‌ای، در نواحی اطراف جوشکاری و مخصوصاً در انتهای گذرهای جوشکاری مقادیر قابل توجهی دارند. از طرفی در شکل (۴۲) و (۴۳) مشاهده می‌شود که در انتهای چرخه‌های بارگذاری در هر دو مدل، مکانیزم خرابی اتصال در تیر و در ناحیه‌ای خارج از ورق‌های زیرسری و روسری به خوبی قابل برداشت است. علاوه بر این، وجود تمرکز تنش در نواحی انتهایی گذرهای جوش مشاهده می‌شود که منطبق با مشاهدات تجربی است.

۵- نتیجه‌گیری

خلاصه‌ای از اهم نتایج به دست آمده در این پژوهش به شرح ذیل ارائه می‌گردد:



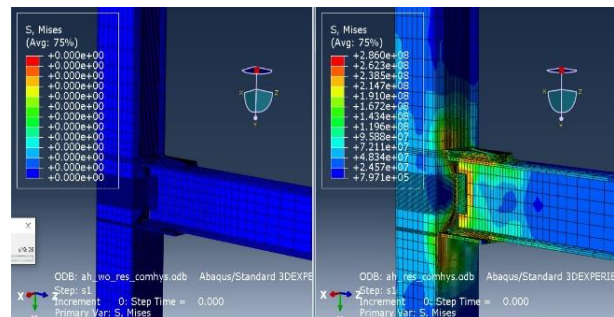
شکل ۳۸- نتایج عددی مدل موجود در این پژوهش



شکل ۳۹- نتایج عددی و تجربی اتصال در مطالعات Saneei Nia همکارانش [۱۹]

۴-۳-۲- مقایسه نتایج

نمودارهای توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای هر یک از دو مدل قبل از شروع و انتهای چرخه‌های بارگذاری آورده شده است. در شکل‌های (۴۰) تا (۴۳) تصویر سمت راست، مدل دارای تنش‌های پسماند جوشکاری و تصویر سمت چپ مدل، بدون لحاظ کردن تنش‌های پسماند جوشکاری است.



شکل ۴۰- تنش فون میسز (Pa) قبل از شروع بار گذاری

با توجه به شکل‌های (۴۰) و (۴۱) می‌توان دریافت که

- [9] Tsai, C., Park, S. and Cheng W. (1999), "Welding distortion of a thin-plate panel structure", *Welding Journal-New York*, Vol. 78, pp. 156-s.
- [10] Deo, M. and Michaleris, P. (2002), "Experimental verification of distortion analysis of welded stiffeners", *Journal of ship production*, Vol. 18, pp. 216-225.
- [11] Yajiang, L., Juan, W., Maoai, C. and Xiaolin, S. (2004), "Finite element analysis of residual stress in the welded zone of a high strength steel", *Bulletin of Materials Science*, Vol. 27, pp. 127-132.
- [12] Barsoum, Z. (2007), "Residual stress prediction and relaxation in welded tubular joint", *Welding in the World*, Vol. 51, pp. 23-30.
- [13] Wang, R., Rashed, S., Serizawa, H., Murakawa, H. and Zhang, J. (2008), "Numerical and experimental investigations on welding deformation", *Transactions of JWRI*, Vol. 37, pp. 79-90.
- [14] Biswas, P., Mahapatra, M.M. and Mandal, N.R. (2010), "Numerical and experimental study on prediction of thermal history and residual deformation of double-sided fillet welding", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part B: Journal of Engineering Manufacture*, Vol. 224, pp. 125-134.
- [15] Chand, R.R., Kim, I.S., Lee, J.H., Jung, S.M. and Lee, J.P. (2012), "Numerical studies on residual stress and strain distribution in thick-welded plate", *King Mongkut's University of Technology North Bangkok International Journal of Applied Science and Technology*, Vol. 5, pp. 65-71.
- [16] Tsirkas, S., Papanikos, P. and Keramidis, T. (2003), "Numerical simulation of the laser welding process in butt-joint specimens", *Journal of materials processing technology*, Vol. 134, pp. 59-69.
- [17] Chang, P.-H. and Teng, T.-L. (2004), "Numerical and experimental investigations on the residual stresses of the butt-welded joints", *Computational Materials Science*, Vol. 29, pp. 511-522.
- [18] Gery, D., Long, H. and Maropoulos, P. (2005), "Effects of welding speed, energy input and heat source distribution on temperature variations in butt joint welding", *Journal of Materials Processing Technology*, Vol. 167, pp. 393-401.
- [19] Saneei Nia, Z., Mazroi, A. and Ghassemieh, M. (2014), "Cyclic performance of flange-plate connection to box column with finger shaped plate", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 101, pp. 207-223.
- [20] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), "Seismic performance and comparison of three different I beam to box column joints", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, pp. 717-729.
- [21] Stamenković, D. and Vasović, I. (2009), "Finite element analysis of residual stress in butt welding two similar plates", *Scientific Technical Review*, Vol. 59, pp. 57-60.
- [22] FEMA, 2000, 350 Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for new steel moment-frame buildings, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency.
- [23] Seismic provisions for structural steel buildings, 2002, American Institute of Steel Construction.

- میزان تنش‌های پسماند در هر ناحیه به میزان شار حرارتی وارد شده به آن‌ها وابسته‌اند. هرچه میزان شار حرارتی وارد شده به ناحیه‌ای از اتصال بیشتر باشد (دمای بالاتر) تنش پسماند آن ناحیه نیز بزرگتر است.
- در صورتی که میزان شار حرارتی بالا باشد بزرگی تنش‌های پسماند پس از چرخه سرمایش قطعه و در دمای محیط به حد تسلیم فلز می‌رشد و نشان از حالت پلاستیک قطعه در ناحیه‌ای از جوشکاری است.
- در جوشکاری دو گذره، به دلیل وارد شدن شار حرارتی بیشتر به ناحیه اطراف جوش، تنش‌های پسماند بزرگتری نسبت به نواحی اطراف جوش‌های تک گذره شکل می‌گیرند.
- تنش‌های شکل گرفته در نواحی نزدیک به حوضچه مذاب به صورت کلی از جنس کششی می‌باشند و با دور شدن از این ناحیه جنس تنش‌های پسماند به فشاری تغییر پیدا می‌کند.
- در این مطالعه، نتایج مدل‌های اجزاء محدود در بارگذاری‌های حرارتی و مکانیکی انطباق خوبی با سایر نتایج آزمایشگاهی و تجربی ارائه نمودند.

۶- مراجع

- [1] Chihoski, R.A. (1972), "Understanding weld cracking in aluminum sheet (Al sheet weld cracking, discussing hold-down, localized heating, welding speed and gap effects)", *Welding journal*, Vol. 51, pp. 24-30.
- [2] Chihoski, R.A. (1972), "The character of stress fields around a weld arc moving on aluminum sheet", *Welding Journal*, Vol. 51, pp. 9.
- [3] Hibbitt, H.D. and Marcal, P.V. (1973), "A numerical, thermo-mechanical model for the welding and subsequent loading of a fabricated structure", *Computers & Structures*, Vol. 3, pp. 1145-1174.
- [4] Andersson, B.A.B. (1978), "Thermal stresses in a submerged-arc welded joint considering phase transformations", *Journal of Engineering Materials and Technology*, Vol. 100, pp. 356-362.
- [5] Brown, S. and Song, H. (1992), "Implications of three-dimensional numerical simulations of welding of large structures", *Welding Journal*, Vol. 71, pp. 55-62.
- [6] Brown, S. and Song, H. (1992), "Finite element simulation of welding of large structures", *Journal of Engineering for Industry*, Vol. 114, pp. 441-451.
- [7] Michaleris, P. and DeBiccari, A. (1997), "Prediction of welding distortion", *Welding Journal-Including Welding Research Supplement*, Vol. 76, pp. 172s.
- [8] Cui, W. and Mansour A.E. (1998), "Effects of welding distortions and residual stresses on the ultimate strength of long rectangular plates under uniaxial compression", *Marine Structures*, Vol. 11, pp. 251-269.



تأثیر مشخصات زمین لرزه بر پتانسیل خرابی پیش رونده لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تجهیز شده به مهاربند دروازه‌ای

فرزاد مقرون^۱، محسن ایزدی‌نیا^{۲*}، نصرت‌ا. صلح جویی^۳، اسماعیل ایزدی زمان‌آبادی^۴

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

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

*نجف آباد، صندوق پستی ۸۵۱۴۱۴۳۱۳۱ izadimia@iaun.ac.ir

چکیده

خرابی پیش‌رونده در قاب‌های ساختمانی به گسترش یک خرابی موضعی اولیه در تمام و یا بخشی از سازه به صورت زنجیروار اطلاق می‌شود. این پدیده به دنبال حذف یک و یا چند جزء برابر آغاز و در نهایت منجر به خرابی کل و یا بخشی از سازه خواهد شد. مطالعات پیشین عمدتاً تحلیل خرابی پیش‌رونده را به شیوه پیشنهادی آیین نامه‌ها و تحت بارگذاری ثقلی با ترکیب بار تعریف شده انجام داده‌اند. در این مطالعه پدیده خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی تجهیز شده به مهاربند دروازه‌ای تحت بارگذاری لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. سپس با معرفی گروه‌های متعدد شتاب نگاشت، اثر مشخصات لرزه‌ای شتاب نگاشت‌ها مانند بیشینه شتاب، شاخص آریاس، محتوای فرکانسی و مولفه قائم مورد بررسی قرار گرفتند. همچنین تحلیل خرابی پیش‌رونده با حذف ستون‌های کناری و میانی در سناریوهای متعدد حین زمین‌لرزه دیده شده است. نتایج نشان داد که بیشینه شتاب و پیروند غالب تأثیر زیادی تا حدود ۶۶ درصد، بر پاسخ قاب‌ها داشته ولیکن اعمال مولفه قائم تأثیر ناچیزی بر پاسخ قاب‌ها داشته است.

واژگان کلیدی

خرابی پیش‌رونده، قاب مهاربندی دروازه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مشخصات زمین لرزه، اپنسیس

Effects of earthquake characteristics on seismic progressive collapse potential of steel moment-resisting frames equipped with gate bracing

F. Maghroon, M. Izadimia, N. Solhjoei, E. Izadi Zaman Abadi

Abstract

The progressive collapse in building frames refers to the spread of an initial localized chain collapse in all or some parts of the structure. This phenomenon occurs following the removal of one or more load-bearing elements and eventually leads to the total or partial collapse of the structure. In previous studies, the progressive collapse has been analyzed mainly using the method proposed in building codes under gravitational loading with a defined load combination. This study aims to investigate the progressive collapse of steel moment-resisting frames equipped with gate (hat) bracing under seismic loading. For this purpose, the effect of the seismic properties of the acceleration records such as peak ground acceleration (PGA), Arias intensity, frequency content, and a vertical component are examined, following the introduction of several acceleration groups. Next, progressive collapse analysis with side and middle column removal is simulated under various scenarios during an earthquake. The results showed a high effect of about 66% PGA and predominant period on frame responses and, at the same time, a slight effect of the vertical component application on frame responses.

Keywords

Progressive Collapse; Gate (hat) Bracing Frame; Nonlinear Dynamic Analysis; Earthquake Characteristics; OpenSees

خرابی پیش‌رونده با گسترش یک خرابی محلی به صورت زنجیروار در کل یک سیستم سازه‌ای رخ می‌دهد. خرابی محلی عمدتاً ناشی از عوامل خارجی بوده که با حذف شدن المان‌های کلیدی در یک سیستم مانند ستون آغاز می‌گردد. این عوامل خارجی مانند انفجار از داخل و یا از خارج سازه، برخورد شدید وسایل نقلیه به سازه، ایرادات اجرایی و غیره می‌باشند. رونان پوینت یک ساختمان آپارتمانی بود که در لندن در سال‌های ۱۹۶۶ تا ۱۹۶۸ ساخته شد. در شانزدهم ماه می سال ۱۹۶۸ انفجار گاز در قست بیرونی پایین پانل دیوار بیرونی در طبقه هجدهم آپارتمان در گوشه ساختمان ۲۲ طبقه اتفاق افتاد [۱]. این حادثه گامی نخست برای بررسی خرابی پیش‌رونده در مطالعات و آیین‌نامه‌ها به شمار می‌رود. طراحی سازه‌ها عموماً برای بارگذاری‌های عادی و رایج مانند بار زنده، مرده، برف، باد و زلزله صورت می‌گیرد. در تمامی این حالات بارگذاری، فرض بر این است که در تمام مدت بارگذاری سختی سازه ثابت بوده و هیچ عضوی از آن حذف نمی‌شود. اما در طی بارگذاری‌های شدید و با احتمال وقوع کم عواملی مانند انفجار گاز، بمب گذاری، برخورد وسایل نقلیه و یا نیروهای لرزه‌ای شدید که می‌توانند باعث گسیختگی اعضا شوند، ممکن است موجب فروریزش بخش بزرگی از سازه و یا کل آن گردند. پدیده خرابی پیش‌رونده را می‌توان با روش‌های تحلیلی متنوعی که از روش‌های بسیار ساده تا تحلیلهای بسیار پیچیده را شامل می‌شوند، مورد بررسی قرار داد که عموماً این تحلیل‌ها با بکارگیری نرم‌افزارهای اجزاء محدود که قابلیت کاملی برای در نظر گرفتن خواص دینامیکی و غیرخطی سازه‌ها دارند قابل انجام است. واضح است که پدیده خرابی پیش‌رونده، به دلیل وقوع آن در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییر شکل‌های غیرخطی به اجزاء پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی و غیرخطی می‌باشد.

روش‌های کاهش خطر فروریزش پیش‌رونده به سه دسته اصلی کنترل حادثه، روش طراحی غیر مستقیم و روش طراحی مستقیم تقسیم می‌شود. در روش کنترل حادثه تلاش برای کنترل و جلوگیری از بارگذاری غیرعادی می‌باشد. یعنی حذف یک حادثه، کاهش اثرات حادثه و محافظت در مقابل حادثه. روش کنترل حادثه، مقاومت سازه را افزایش نمی‌دهد و تحت کنترل مهندس سازه نیست و خارج از محدوده کاری اوست. قرار گرفتن ساختمان در نواحی دورتر از مناطق متراکم و ایجاد حصار پیرامون ستون جهت جلوگیری از ضربه وسایل نقلیه

مثال‌هایی از این روش می‌باشد. در روش طراحی غیرمستقیم حداقل مقاومت، شکل‌پذیری و نامعینی در سازه جهت کاهش پتانسیل فروریزش پیش‌رونده تأمین می‌گردد. بهبود اتصالات گرهی، تولید نامعینی و شکل‌پذیری از جمله تکنیک‌ها در این روش می‌باشد. روش طراحی مستقیم خود بر دو قسم است. روش مقاوم‌سازی محلی ویژه و روش مسیر جایگزین. در روش مقاوم‌سازی محلی ویژه که به روش طراحی اعضای کلیدی نیز مشهور است، ابزاری برای کاهش خطر خرابی موضعی فراهم می‌شود. در این روش اجزای سازه‌های بحرانی باید قادر به تحمل بارگذاری غیرعادی فرضی مانند فشار انفجار باشند. روش دیگر در این شاخه روش مسیر جایگزین می‌باشد. در این روش طراحی به نحوی انجام می‌شود که بعد از حذف جزء مفروض، شکل‌پذیری اجزای مجاور جزء حذف شده به نحوی کافی باشد که بتوانند با ایجاد مسیر جدید باربری، به ساکنین اجازه تخلیه محل را بدهند.

آیین‌نامه‌های متعددی در حوزه خرابی پیش‌رونده تدوین شده که به ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده سازه‌ها تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. راهنمای وزارت دفاع ایالات متحده طراحی تمامی ساختمان‌های دارای سه طبقه یا بیشتر را ملزم به در نظر گرفتن خرابی پیش‌رونده کرده است [۴-۲]. آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا^۱ نیز به ارائه روش‌های بررسی ساختمان‌ها از نظر پتانسیل خرابی پیش‌رونده پرداخته است [۵]. این آیین نامه همچنین به ارائه ترکیب بارهای مناسب جهت بررسی خرابی پیش‌رونده در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی پرداخته است. استاندارد اروپا نیز با دسته‌بندی ساختمان‌ها در چهار رده، بررسی خرابی پیش‌رونده را برای هر رده متفاوت در نظر گرفته و اگر چنانچه محدوده آسیب با حذف جزء برابر قائم خیلی گسترده باشد، این جزء را یک جزء کلیدی در نظر گرفته و در نظر گرفتن باری معادل ۳۴ کیلو نیوتن بر مترمربع را برای طراحی جزء کلیدی در نظر گرفته است.

برای اولین بار، Gross و McGuier در سال ۱۹۸۳ میلادی با ایجاد یک برنامه کامپیوتری با قابلیت‌های گرافیکی جهت تحلیل و طراحی سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده، هر دو روش طراحی مستقیم شامل مقاومت موضعی ویژه و روش مسیر باربری جایگزین را توأماً مورد ارزیابی قرار دادند [۶]. Williamson و Kaewkulchai در سال ۲۰۰۳ با استفاده از یک مدل دو بعدی به مقایسه دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی در بحث خرابی پیش‌رونده پرداخته و به این نتیجه دست یافت که در تحلیل استاتیکی چون اثرات دینامیکی ناشی از حذف ستون



دیده نمی‌شود، جواب‌ها دست پایین می‌باشند [7]. Ruth و همکارانش در سال ۲۰۰۶ به بررسی تحلیل استاتیکی معادل برای خرابی پیش رونده پرداختند [8]. با توجه با اینکه در آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی از ضریب ۲ در تحلیل استاتیکی استفاده می‌شود، در این مطالعه مشخص شد که این ضریب بسیار محافظه کارانه بوده و در نظر گرفتن ضریب دینامیکی ۱/۵ در تحلیل استاتیکی برای این اثر بهتر بوده و منجر به طراحی اقتصادی‌تر می‌شود. Kim و همکارانش در سال ۲۰۰۹ به بررسی خرابی پیش رونده در قاب‌های فولادی سه و شش طبقه پرداختند [9]. در این مطالعه تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی قاب‌های موردنظر در حالت‌های بدون مهاربند و همراه با مهاربند، اعمال گردید. نتایج این مطالعه نشان داد که در قاب‌های مهاربندی شده احتمال آسیب سازه کاهش یافته و همچنین جابجایی نقطه بالایی ستون حذف شده نیز کاهش می‌یابد. Kim و همکارانش همچنین در سال ۲۰۱۰ به بررسی خرابی پیش رونده در قاب‌های مهاربندی پرداختند [۱۰ و ۱۱]. با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی مشخص شد که عموماً سازه‌ها در حین حذف ستون میانی پایدار باقی مانده‌اند. همچنین مشخص شد قاب‌هایی که دارای سیستم مهاربندی هشتی (V برعکس) هستند، در مقایسه با سایر سیستم‌های مهاربندی خرابی را به تاخیر می‌اندازند. Jiang و همکارانش در سال ۲۰۱۴ به بررسی دو سیستم مختلف مهاربندی در تاب آوری سازه‌های فولادی تحت خرابی پیش‌رونده حین آتش پرداختند. در این مطالعه سیستم مهاربندی عمودی و کلاهکی (دروازه‌ای) مورد بررسی قرار گرفت [۱۲]. Tavakoli و همکارانش در سال ۲۰۱۵ به بررسی اثر جداساز لرزه‌ای بر مقاومت سازه‌ها در برابر خرابی پیش رونده، پرداختند [۱۳]. در این مطالعه اثر جداسازهای لاستیکی با هسته سربی در بهبود رفتار قاب‌های ساختمانی تحت تحلیل خرابی پیش رونده حین زلزله بررسی گردید. نتایج نشان داد در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی حضور جداساز در میزان تقاضاهای سیستم تقریباً بدون تاثیر می‌باشد. Faroughi و همکارانش در سال ۲۰۱۶ به بررسی اثر خرابی پیش رونده بر قاب‌های دوگانه خمشی به علاوه مهاربند واگرا پرداختند [۱۴]. در این مطالعه مشخص شد برای سازه ۵ طبقه میزان مناسب مهاربند به اندازه ۱۰ تا ۲۰ درصد دهانه قاب و در قاب ۸ طبقه این نسبت بین ۲۰ تا ۳۰ درصد می‌باشد. همچنین مشخص شد سیستم رایج مهاربندی دارای رفتار مناسب‌تری حین خرابی پیش‌رونده می‌باشد. Li و همکارانش در سال ۲۰۱۷ به

بررسی خرابی پیش رونده قاب‌های خمشی فولادی پرداختند [۱۵]. در این مطالعه اثر فاکتور نسبت دهانه به عمق تیرها در پاسخ سازه مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه مشخص شد که به جای طول دهانه، نسبت دهانه به عمق در میزان تحمل تیرها در دهانه‌ای که ستون حذف شده است، موثر می‌باشد. Tavakoli و همکارانش در مطالعه‌ای دیگر در سال ۲۰۱۷ به بررسی اثر مشخصات زلزله در پتانسیل خرابی قاب‌های خمشی فولادی تحت خرابی پیش‌رونده پرداختند [۱۶]. در این مطالعه قاب‌های فولادی ۵ و ۱۵ طبقه تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن الگوی بار آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا قرار گرفتند. نتایج تحلیل خرابی پیش رونده نشان داد که پتانسیل خرابی پیش رونده تا حد زیادی به محل ستون حذف شده در قاب و همچنین تعداد طبقات وابسته است. همچنین نتایج نشان داد که پاسخ دینامیکی سیستم تا حد زیادی به مشخصات زمین لرزه از جمله شدت آریاس، بیشینه شتاب زمین^۲ و محتوای فرکانسی وابسته است. نتایج نشان داد با افزایش شدت آریاس، با توجه به افزایش انرژی ورودی به سیستم، جابجایی قائم نهایی در محل ستون حذف شده افزایش می‌یابد. همچنین حذف ستون کناری شرایط بحرانی‌تری را به نسبت حذف ستون میانی ایجاد می‌کند. پس از حذف ستون حین زمین لرزه، زلزله باعث افزایش مقادیر جابجایی در محل حذف ستون می‌شود. Abdelwahed در سال ۲۰۱۹ به بررسی کلیاتی در خصوص خرابی پیش رونده ساختمان‌ها پرداخت. در این مطالعه بار دیگر روش‌های مستقیم و غیرمستقیم در طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر خرابی پیش رونده معرفی گردید. روش غیر مستقیم که در آن حداقل حد مقاومت و نامعینی سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود و روش مستقیم که در آن رخداد زنجیروار تلاش‌های کششی و خمشی بعد از حذف المان در نظر گرفته می‌شود [۱۷].

مطالعات گذشته نشان می‌دهند که بررسی قاب‌های ساختمانی تحت اثر خرابی پیش‌رونده بسیار حائز اهمیت می‌باشد. از سوی دیگر رخداد خرابی پیش رونده حین زمین لرزه بسیار محتمل بوده و برخی مطالعات، به بررسی خرابی پیش رونده حین رخداد زمین لرزه پرداخته‌اند. همچنین به بررسی اثر مشخصات زمین لرزه بر روی پتانسیل خرابی پیش رونده قاب‌ها پرداخته شده است. در این مطالعه در نظر است با طراحی و مدل‌سازی قاب‌های خمشی با ارتفاع و تعداد طبقات مختلف ۴، ۸ و ۱۲ چهار دهانه و تجهیز این قاب‌ها به مهاربند دروازه‌ای و معرفی سناریوهای متعدد حذف ستون، به بررسی اثر مشخصات

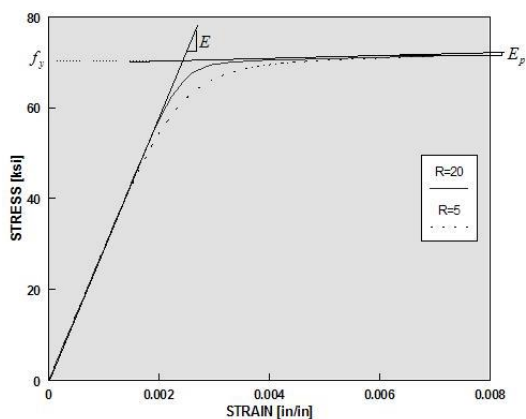
جدول ۱- مشخصات مقاطع

مهاربند	ستون	تیر	شماره طبقه	طبقه
2UNP 80	BOX 20×20×1	IPE 220	۱-۴	۴ طبقه
2UNP 100	BOX 20×20×1.5	IPE 300	۱-۳	۸ طبقه
	BOX 20×20×1	IPE 270	۴-۶	
	BOX 20×20×1	IPE 220	۷-۸	
2UNP 120	BOX 20×20×2	IPE 300	۱-۳	۱۲ طبقه
	BOX 20×20×1.5	IPE 300	۴-۷	
	BOX 20×20×1	IPE 270	۸-۱۰	
	BOX 20×20×1	IPE 220	۱۱-۱۲	

جدول ۲- مشخصات مصالح

مصالح	مدول الاستیسیته (GPa)	تنش جاری شدن (MPa)	جرم حجمی (kg/m ³)
فولاد	۲۱۰	۲۴۰	۷۸۵۰

برخوردار است. جهت مدل‌سازی المان‌های قاب‌ها از المان پلاستیسیته گسترده استفاده شده است [۱۹]. این المان در طول خود تعدادی نقاط گوسی را از کاربر گرفته و همچنین قابلیت دریافت جرم را به صورت گسترده دارد. جهت مدل‌سازی مقاطع نیز از دستور مقطع فایبر استفاده شده است. این دستور قابلیت ایجاد مقطع به صورت دقیق داشته و مقطع را به صورت مش‌بندی شده ایجاد می‌نماید. شکل رفتاری مصالح فولادی استفاده شده جهت شبیه‌سازی در شکل (۲) ارائه شده است.



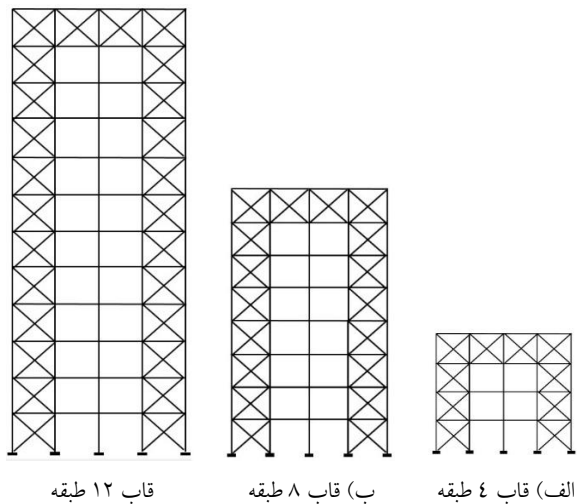
شکل ۲- رفتار مصالح فولادی در اپنسیس [۱۹]

مشخصات مصالح فولادی مطابق آنچه در گام طراحی

شتاب‌نگاشت‌ها و همچنین اثر حضور مولفه قائم در تحلیل خرابی پیش‌رونده، پرداخته شود. جهت مدل‌سازی و تحلیل از راهکار ارائه شده توسط آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا و نرم افزار اپنسیس استفاده شده است.

۲- مدل‌سازی

قاب‌های مورد بررسی در این مطالعه، قاب‌های چهاردهانه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه خمشی فولادی تجهیز شده به مهاربند دروازه‌ای بوده که مقاطع ستون از نوع باکس و مقاطع تیرها از نوع IPE و مهاربندها از نوع دوپل ناودانی می‌باشند. قاب‌ها به صورت دویبعی طراحی شده و بارهای در نظر گرفته شده در طراحی به میزان ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ نیوتن بر مترمربع به ترتیب برای بارهای زنده و مرده طبقات در نظر گرفته شده است. شکل شماتیک قاب‌های مدل‌سازی شده در شکل (۱) ارائه شده است. کلیه دهانه‌ها و ارتفاع طبقات به ترتیب ۴ و ۳ متر می‌باشند. فرض طراحی قاب‌ها بر این است که قاب مورد نظر قاب مسکونی واقع در منطقه اصفهان و خاک براساس استاندارد ۲۸۰۰ نوع سه انتخاب شده است. تمامی اتصالات تیر به ستون بصورت صلب فرض شده است. مقاطع طراحی شده در جدول (۱) ارائه شده است. همچنین مشخصات مصالح استفاده شده در نرم افزار در جدول (۲) آورده شده است.



شکل ۱- قاب‌های در نظر گرفته شده در مطالعه حاضر

۲-۱- مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار

جهت مدل‌سازی قاب‌های مورد نظر از نرم‌افزار اپنسیس^۳ استفاده شده است [۱۸]. این نرم افزار یک نرم افزار متن باز و رایگان می‌باشد و در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از سرعت بالایی

جدول (۲)) در نظر گرفته شده وارد شده است. همچنین در گام معرفی مقاطع با توجه به رفتار مقاطع مناسب‌ترین تعداد مش بندی در نظر گرفته شده است. برای بررسی صحت مدل‌های ایجاد شده در نرم افزار اپنسیس مقادیر فرکانس مدهای اصلی مدل‌ها با آنچه در گام طراحی در نظر گرفته شده، قیاس و اختلاف ناچیزی را بین مدل‌ها نشان داده است.

۲-۲- گروه‌های شتاب نگاشت

جهت بررسی خرابی پیش رونده جین زمین لرزه لازم است تعدادی شتاب نگاشت برای انجام تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شود. از سوی دیگر با توجه به هدف اصلی این مطالعه در خصوص بررسی اثر مشخصات شتاب نگاشت‌ها بر پتانسیل خرابی پیش رونده لازم است که گروه‌های متعدد با مشخصات

تقریباً مشابه معرفی گردند. در این مطالعه از گروه شتاب نگاشت‌های حوزه دور استفاده شده در مرجع [۱۶] بهره برده شده و همچنین یک گروه شتاب نگاشت نیز با در نظر گرفته شدن مولفه قائم نیز به گروه‌های قبلی اضافه گردیده است. مشخصات شتاب نگاشت‌ها در قالب گروه در جدول (۳) ارائه گردیده است. شتاب‌های مورد نظر از مرجع تحقیقات لرزه‌ای پاسیفیک^۴ دانلود و اصلاح خط مبنا با استفاده از نرم افزار سائزموسینگنال^۵ انجام شده است. برای در نظر گرفتن مولفه قائم، شتاب نگاشت‌های گروه C را در نظر گرفته و حین تحلیل مولفه قائم این گروه نیز در نظر گرفته شده است. طیف فوریه گروه‌های شتاب نگاشت در شکل‌های (۳) تا (۶) ارائه شده است.

جدول ۳- گروه‌های شتاب نگاشت

گروه زلزله	نام زلزله	ایستگاه	بزرگا	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	شدت آریاس در مقیاس ۰/۳۵ (متر بر ثانیه)	شدت آریاس در مقیاس ۰/۵ (متر بر ثانیه)	PGA/PGV (متر)	پریود غالب (ثانیه)
A	Superstation hill 1987	El Centro imp	۶/۵۴	۱۹۲/۰۵	۱/۰۵	۲/۱۴	۰/۷۸	۰/۴۶
	Taiwan Smart 1986	Smart 008	۷/۳۰	۳۵۷/۴۳	۲/۴۲	۴/۹۴	۰/۷۶	۰/۴۲
	Chichi Taiwan 1999	Chy-088	۶/۲۰	۳۱۸/۵۲	۳/۳۰	۶/۷۴	۰/۷۶	۰/۴۴
	Coalinga 1983	Parkfield	۶/۳۶	۱۷۸/۲۷	۳/۸۸	۷/۹۲	۰/۷۸	۰/۴۸
B	Chalfant valley 020	McGee creek surface	۶/۱۹	۳۵۹/۲۳	۱/۱۳	۴/۵۵	۳/۸۸	۰/۰۶
	Taiwan Smart (33)	Smart I04	۵/۸۰	۳۱۴/۸۸	۱/۱۳	۴/۵۴	۲/۰۵	۰/۱۸
	Taiwan Smart (5)	Smart1-M07	۵/۹۰	۳۲۷/۶۱	۱/۱۲	۴/۴۸	۱/۰۲	۰/۳۴
	Northern Calif 03	Ferndale City Hall	۶/۵۰	۲۱۹/۳۱	۱/۱۴	۴/۵۹	۰/۷۹	۰/۸۰
C	Lyte creek	LA Hollywood-StorFF	۵/۳۳	۳۱۶/۴۶	۱/۱۸	۴/۷۵	۲/۱۸	۰/۲۴
	Northridge	Carson Catskill ave	۶/۶۹	۳۰۵/۱۴	۱/۲۰	۴/۸۰	۱/۴۵	۰/۴۰
	Taiwan smart 1	Smart 1 c00	۶/۳۲	۳۰۹/۴۱	۱/۱۸	۴/۷۴	۰/۵۷	۰/۸۰
D	Mammoth Lakes	Mammoth Elem school	۴/۸۵	۳۵۰/۵۴	۱/۶۶	۶/۶۴	۲/۶۰	۰/۱۲
	Humbolt Bay	Ferndale City Hall	۵/۸۰	۲۱۹/۳۱	۱/۶۴	۶/۵۴	۱/۰۵	۰/۴۲
	Taiwan Smart1	Smart 1 001	۶/۳۲	۲۶۷/۶۷	۱/۷۰	۶/۸۶	۰/۴۵	۰/۶۶

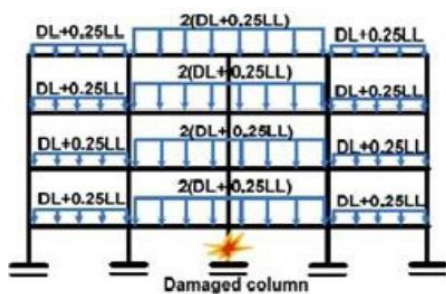
۳- تحلیل خرابی پیش‌رونده

بنابر پیشنهاد آیین نامه‌های رایج دو شیوه برای انجام تحلیل خرابی پیش‌رونده به صورت استاتیکی و دینامیکی می‌توان در نظر گرفت. آیین نامه‌ها برای هر روش ترکیب بار خاصی را معرفی نموده‌اند. در این تحقیق از شیوه ارائه شده توسط آیین نامه اداره خدمات آمریکا جهت اعمال بار گسترده به قاب‌ها

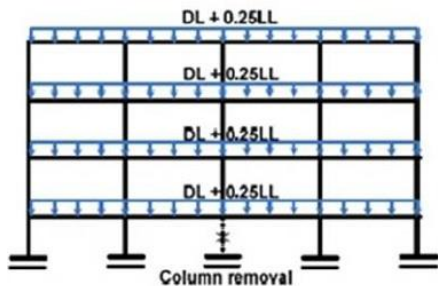
استفاده شده است [۵]. در شیوه ارائه شده توسط این آیین نامه میزان بار گسترده اعمالی در تحلیل استاتیکی و دینامیکی متفاوت خواهد بود. شکل (۷) به صورت شماتیک نحوه بارگذاری توصیه شده توسط آیین نامه اداره خدمات آمریکا را نمایش می‌دهد.



با ستون حذف شده هستند به میزان دو برابر سایر دهانه‌ها می‌بایست که بارگذاری شوند. در شیوه ارائه شده در آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا، نیروهای داخلی عضو مورد نظر را استخراج و سپس به صورت نیروی متمرکز خارجی در محل عضو حذف شده مدل‌سازی شده و پس از اعمال برای شبیه سازی حذف شدن المان، بارهای مورد نظر ناگهانی در ثانیه هفتم حذف خواهند شد (مشابه مطالعه Kim و همکارانش ۲۰۱۱ و Tavakoli و همکارانش ۲۰۱۷). جهت انجام تحلیل خرابی پیش رونده دینامیکی تحت شتاب نگاشت‌های مطرح شده، بارگذاری پیشنهادی آیین نامه حین تحلیل ثقلی به سازه اعمال و سپس سازه وارد تحلیل دینامیکی شده است.



الف) ترکیب بار ویژه تحلیل استاتیکی

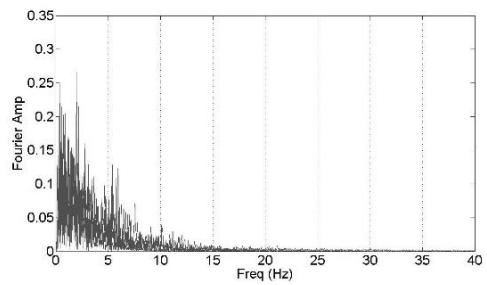


ب) ترکیب بار ویژه تحلیل دینامیکی

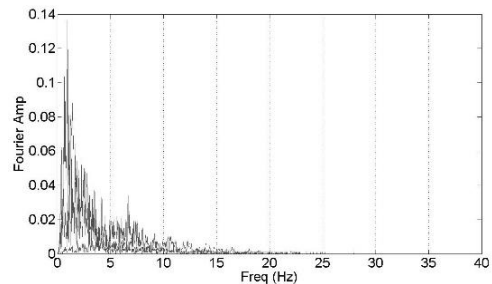
شکل ۷- ترکیب بار پیشنهادی آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا [۵]

در گام تحلیل دینامیکی شتاب‌نگاشت‌ها به سازه اعمال و در گام مورد نظر المان در نظر گرفته شده در سناریوی از پیش تعریف شده، حذف خواهد شد. سناریوهای حذف المان برای قاب‌های مختلف در جدول (۴) ارائه شده است.

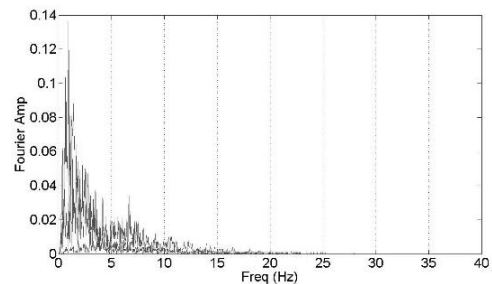
جهت اعتبار سنجی نحوه مدل‌سازی و همچنین نحوه شبیه سازی خرابی پیش‌رونده، از مطالعه آزمایشگاهی قاب فولادی دوبعدی که توسط Sadak و همکارانش [۲۰] در سال ۲۰۱۰ انجام شده استفاده شده است. در این مطالعه یک قاب دودانه فولادی در نظر گرفته شده که ستون میانی در حین آزمایش به سمت پایین تحت بارگذاری قرار گرفته و نمودار نیروی عملی



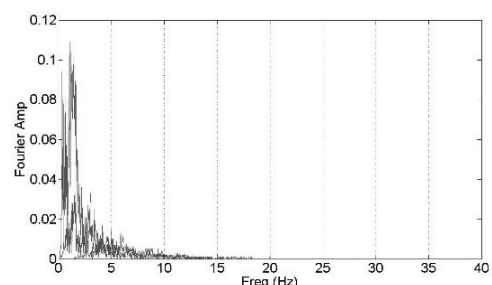
شکل ۳- طیف فوری شتاب‌نگاشت‌های گروه A



شکل ۴- طیف فوری شتاب‌نگاشت‌های گروه B



شکل ۵- طیف فوری شتاب‌نگاشت‌های گروه C



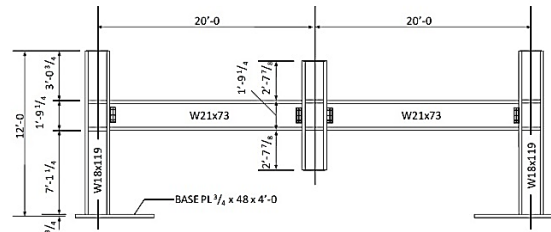
شکل ۶- طیف فوری شتاب‌نگاشت‌های گروه D

در این آیین نامه جهت انجام تحلیل خرابی پیش رونده به صورت دینامیکی تمامی دهانه‌ها ترکیب باری شامل بار مرده به علاوه یک چهارم بار زنده را تجربه می‌نمایند. این درحالیست که در تحلیل استاتیکی، بار دهانه‌ای که شامل ستون حذفی نمی‌باشند مشابه حالت دینامیکی، ولیکن دهانه‌هایی که در ارتباط

در برابر جابجایی قائم ترسیم گردیده است. شکل (۸) مشخصات قاب فولادی در نظر گرفته شده در این مطالعه را نمایش می‌دهد.

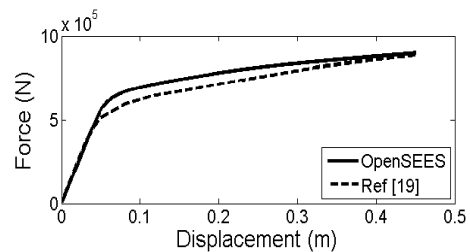
جدول ۴- سناریوی حذف ستون

سناریو	قاب	طبقه	محل ستون
S1	۴ طبقه خمشی	همکف	کناری
S2	۸ طبقه خمشی	همکف	کناری
S3	۱۲ طبقه خمشی	همکف	کناری
S4	۴ طبقه خمشی	همکف	میانی
S5	۸ طبقه خمشی	همکف	میانی
S6	۱۲ طبقه خمشی	همکف	میانی
S7	۴ طبقه خمشی	سوم	میانی
S8	۸ طبقه خمشی	هفتم	میانی
S9	۱۲ طبقه خمشی	یازدهم	میانی



شکل ۸- قاب دو بعدی در نظر گرفته شده در مطالعه مرجع [۱۹]

همانطور که از شکل (۸) مشاهده می‌شود این قاب دارای دو تیر و دو ستون اصلی بوده و ستون میانی جهت اعمال بار در جهت قائم در نظر گرفته شده است. جهت صحت سنجی نحوه مدل‌سازی قاب‌ها در نرم افزار اپنسیس، قاب فوق را مجدد در نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی نموده و بار مورد نظر در جهت قائم به نقطه میانی اعمال می‌شود. شکل (۹) قیاس نتایج را نمایش می‌دهد.



شکل ۹- مقایسه نتایج قاب مطالعه NIST و مدل‌سازی در اپنسیس

قیاس نتایج اختلاف ۰ تا ۸ درصدی را نمایش می‌دهد، که

نشان دهنده شباهت مطلوب نمونه آزمایشگاهی و مدل ایجاد شده در نرم افزار اپنسیس است. در محیط نرم افزار اپنسیس قاب مورد نظر به شیوه پلاستیسیته گسترده توسط المان غیرخطی و اختصاص مقطع فایبر به صورت مش بندی شده مدل‌سازی شده است. تعداد نقاط انتگرال گیری در هر المان ۵ در نظر گرفته شده است.

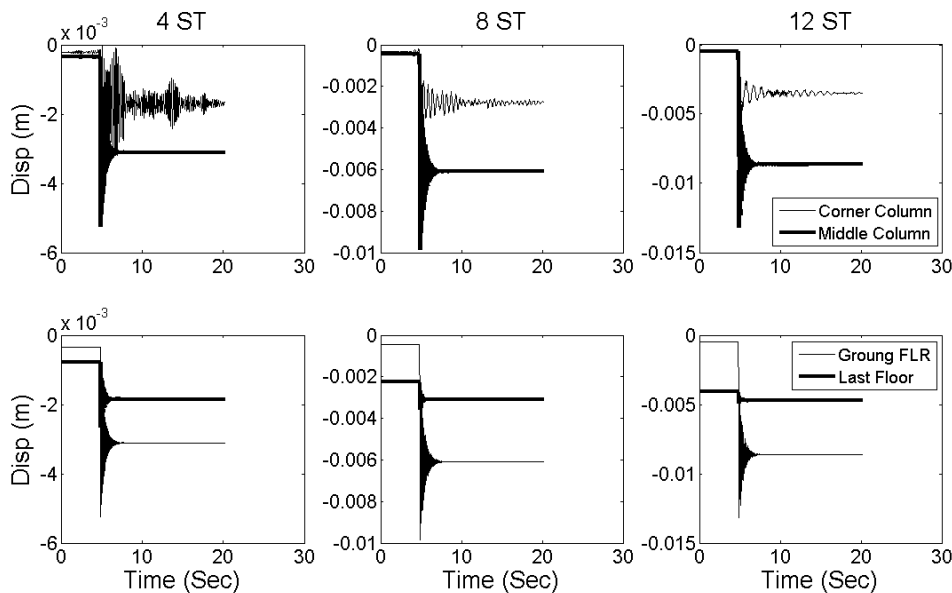
۳-۱- مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده دینامیکی در نرم‌افزار اپنسیس

جهت شبیه‌سازی خرابی پیش‌رونده در نرم افزار اپنسیس ابتدا مدل اصلی قاب ایجاد و سپس بارگذاری ثقلی با توجه به پیشنهاد آیین نامه به سازه اعمال می‌گردد. در این مرحله مدل وارد چرخه تحلیل دینامیکی تحت اثر شتاب‌نگاشت شده و در گام مورد نظر المان و یا المان‌های پیش بینی شده در سناریو توسط دستور حذف المان به کلی از سیستم سازه حذف و تحلیل ادامه پیدا خواهد کرد. در این شیوه المان مورد نظر تماماً از سیستم باربر قاب حذف شده و خرابی پیش‌رونده بخوبی شبیه‌سازی خواهد شد. در این تحقیق در تمامی سناریوها، برای هر شتاب‌نگاشت، حذف المان در زمان رخداد بیشینه شتاب آن شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شده است.

۴- نتایج تحلیل

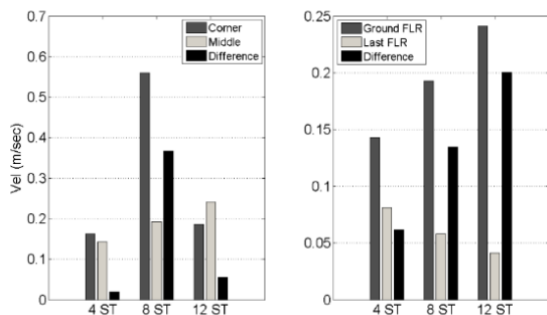
جهت بررسی نتایج تحلیل سازه‌های مورد نظر تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های تمامی گروه‌ها قرار گرفته و در لحظه رخداد بیشینه شتاب هر شتاب‌نگاشت، المان مورد نظر با توجه به سناریوی در نظر گرفته شده حذف شده است. نمودارهای تاریخچه جابجایی، سرعت و شتاب برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها ترسیم شده است. به عنوان نمونه در شکل (۱۰) نمودار تاریخچه جابجایی گره فوقانی ستون حذف شده در قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت B1 ترسیم شده است.

همانطور که از شکل (۱۰) قابل مشاهده است حذف ستون کناری جابجایی‌های قائم بزرگتری را نسبت به حذف ستون میانی نشان داده است. ستون کناری با توجه به اینکه از یک سو توسط تیری مهار شده است، نسبت به ستون میانی که توسط دو تیر به قاب متصل است، پس از حذف، تأثیر بیشتری بر سازه داشته و در تمامی قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مقادیر بزرگتری را ثبت کرده است. ردیف پایینی نمودارهای شکل (۱۰) به قیاس جابجایی نقطه فوقانی ستون حذف شده در قاب‌های مختلف برای حالات حذف ستون طبقه همکف و آخرین طبقه، پرداخته است. با افزایش تعداد طبقات، اختلاف بیشتری بین پاسخ‌ها



شکل ۱۰- تاریخچه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت B1

شکل (۱۲) به ارائه مقادیر بیشینه سرعت گره فوقانی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت A1 پرداخته است. همانطور که از این شکل قابل مشاهده است، میزان بیشینه سرعت گره فوقانی ستون حذف شده در سناریوی S2 بیش از دو قاب دیگر می باشد. همچنین مشاهده می شود که با افزایش تعداد طبقات، میزان سرعت گره فوقانی در حالت حذف ستون طبقه آخر کاهش یافته و این در حالیکه که سرعت گره فوقانی در حالت حذف ستون طبقه همکف افزایش یافته است.

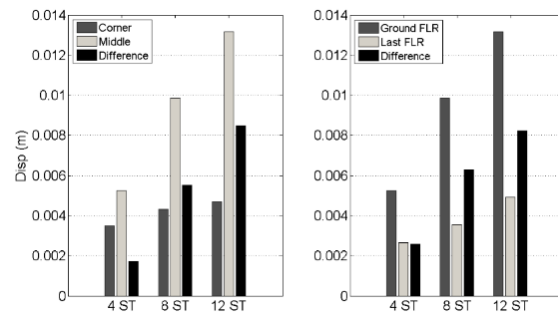


شکل ۱۲- بیشینه سرعت گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت A1

همان طور که از شکل (۱۲) قابل مشاهده است، تفاوت پاسخ سرعت در قاب چهار طبقه برای حالات کناری و میانی و همچنین همکف و آخری، کمتر از سایر قاب‌ها می باشد. شکل (۱۳) نیز به ارائه بیشینه پاسخ شتاب قاب‌ها تحت شتاب نگاشت A1 پرداخته است. مقادیر بیشینه شتاب ثبت شده در شکل (۱۳)

نمایش داده شده است. بدیهی است که قاب با تعداد طبقات بیشتر دارای درجات نامعینی بیشتر بوده و با حذف ستون طبقه همکف، مقادیر کمتری از جابجایی را ثبت خواهد نمود.

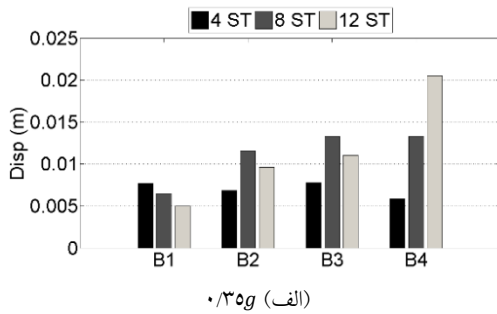
شکل (۱۱) به ارائه مقادیر بیشینه جابجایی قاب‌ها تحت شتاب نگاشت B1 پرداخته است. مشابه نتایجی که از تاریخچه نتایج گرفته شد، در نمودارهای شکل (۱۱) نیز بصورت دقیق‌تر قابل مشاهده می باشد. تفاوت پاسخ در حذف ستون کناری و میانی با افزایش ارتفاع قاب افزایش یافته و این بدان معنی است که در قاب‌های با ارتفاع و تعداد طبقات بیشتر تفاوت بیشتری در پاسخ سازه برای حذف ستون کناری و میانی در یک تراز مشخص، ایجاد شده است. البته نسبت تفاوت در میزان جابجایی در قاب های با ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بترتیب برابر ۳۲، ۵۷ و ۶۳ درصد می باشد. البته این نتایج برای سایر شتاب نگاشت‌ها اندکی متفاوت می باشد.



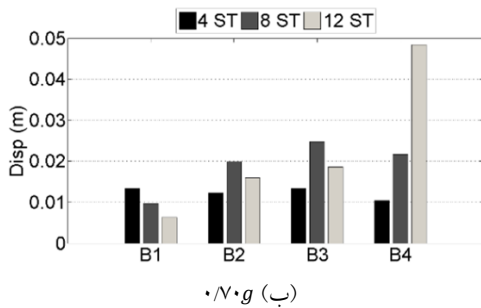
شکل ۱۱- بیشینه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت B1



شتاب نگاشت‌ها به مقادیر $0.35g$ و $0.7g$ برابر شتاب گرانش) و همچنین شدت آریاس، با افزایش پریود غالب شتاب نگاشت، مقدار بیشینه جابجایی قائم گره مینا، در قاب ۱۲ طبقه، افزایش و در قاب ۴ طبقه کاهش ناچیز داشته و در قاب ۸ طبقه روال مشخصی نداشته است.

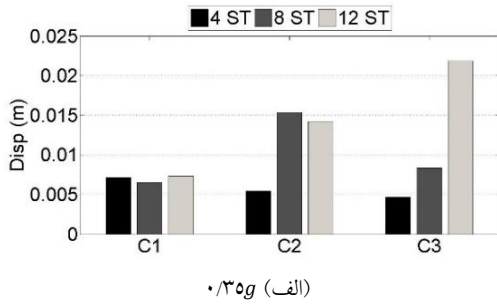


۰/۳۵g (الف)

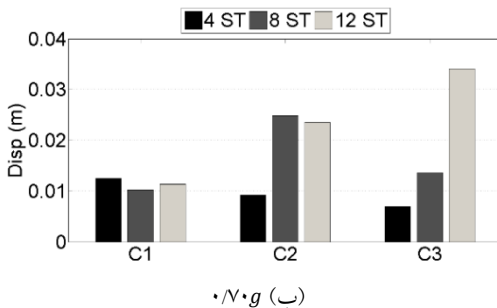


۰/۷۰g (ب)

شکل ۱۴- بیشینه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت گروه B



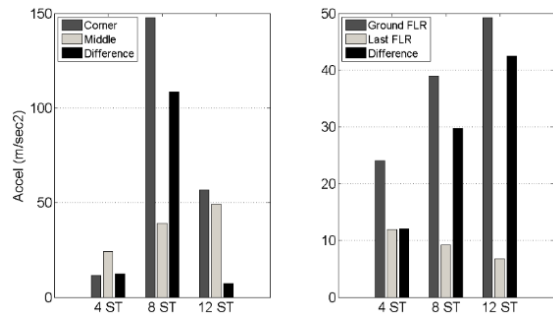
۰/۳۵g (الف)



۰/۷۰g (ب)

شکل ۱۵- بیشینه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت گروه C

نشان می‌دهد که مقادیر شتاب ثابت شده برای حالت ستون کناری بیشتر از ستون میانی در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه بوده و این روال برای قاب ۴ طبقه برعکس می‌باشد.



شکل ۱۳- بیشینه شتاب گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت AI

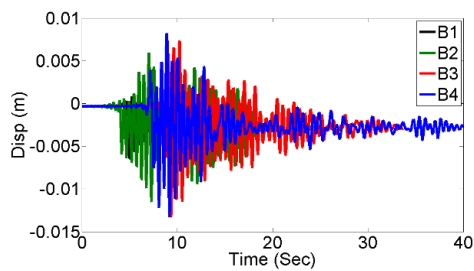
همچنین مقادیر بیشینه شتاب ثابت شده در طبقه همکف بیشتر از مقادیر ثابت شده در طبقه بام می‌باشد، چراکه با حذف ستون هم کف، جرم موجود در بالای گره حذف شده بیشتر بوده و مقادیر بیشتری از شتاب را ثبت خواهد نمود.

جهت بررسی اثر مشخصات زمین‌لرزه بر روی پاسخ قاب‌ها تحت خرابی پیش‌رونده به قیاس نتایج بین گروه‌های مختلف زمین‌لرزه می‌پردازیم. محتوای فرکانسی از مشخصات بسیار مهم یک شتاب نگاشت بوده و اثر زیادی بر پاسخ دینامیکی سازه خواهد داشت. مولفه‌های گوناگونی برای سنجش و گروه بندی شتاب نگاشت‌ها بر مبنای محتوای فرکانسی موجود بوده، ولیکن نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت و پریود غالب، از مهمترین شاخص‌ها می‌باشند [۲۱ و ۲۲].

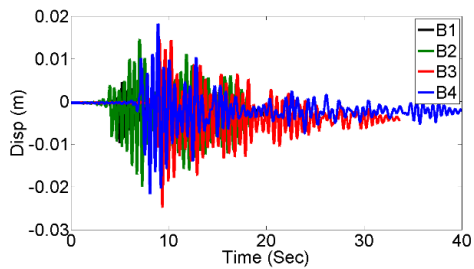
در مطالعات اخیر نظیر Tavakoli و همکارانش در سال ۲۰۱۷ محتوای فرکانسی بر اساس نسبت بیشینه شتاب بر بیشینه سرعت به سه دسته: بالا، برای مقادیر نسبت بزرگ‌تر از $1/2$ ، متوسط، برای مقادیر نسبت بین 0.8 تا $1/2$ و پایین، برای مقادیر نسبت کمتر از 0.8 در نظر گرفته شده است [۱۶]. برای بررسی تاثیر محتوای فرکانسی، شتاب نگاشت‌های گروه‌های B ، C و D را که دارای شدت آریاس و بیشینه شتاب مشابه می‌باشند، به سازه‌ها اعمال و نتایج ارائه شده است.

شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) به ارائه مقادیر بیشینه جابجایی گره فوقانی ستون حذف شده کناری در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت شتاب نگاشت گروه‌های B ، C و D پرداخته‌اند.

همانطور که از شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) قابل مشاهده هست با برابر بودن میزان بیشینه شتاب (با توجه به هم پایه سازی

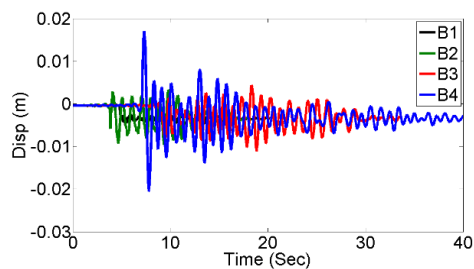


شکل ۱۸- الف) ۰/۳۵g

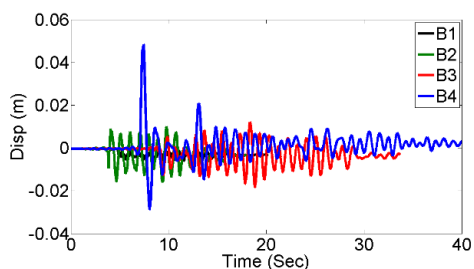


شکل ۱۸- ب) ۰/۷۰g

شکل ۱۸- تاریخچه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده قاب ۸ طبقه تحت شتاب نگاشت گروه B



شکل ۱۹- الف) ۰/۳۵g

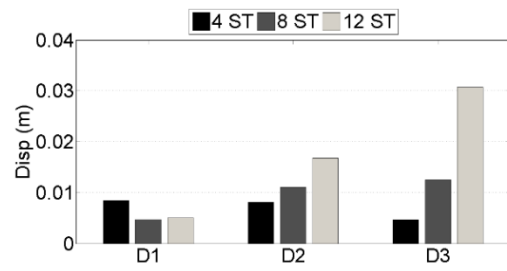


شکل ۱۹- ب) ۰/۷۰g

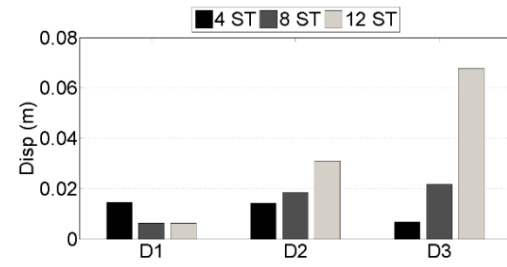
شکل ۱۹- تاریخچه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده قاب ۱۲ طبقه تحت شتاب نگاشت گروه B

از شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که شتاب نگاشت‌ها با پیروید غالب متفاوت نتایج مختلفی را ثبت نموده‌اند، به طوریکه با افزایش پیروید غالب شتاب نگاشت، دامنه نوسانات گره مبنا در راستای قائم افزایش یافته است.

با رویکردی دیگر در بررسی شکل‌های (۱۷) تا (۱۹)



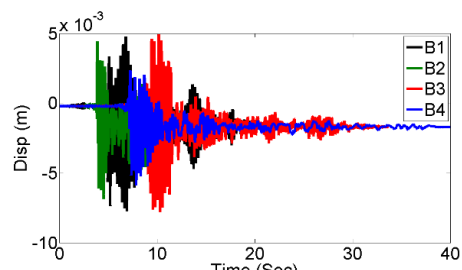
شکل ۱۶- الف) ۰/۳۵g



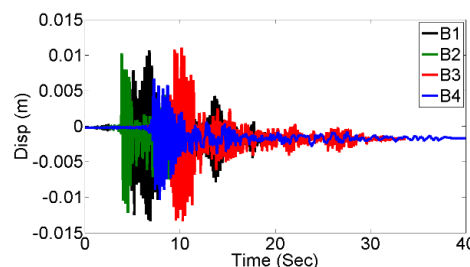
شکل ۱۶- ب) ۰/۷۰g

شکل ۱۶- بیشینه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده تحت شتاب نگاشت گروه D

این نشان می‌دهد که جابجایی گره مبنا تا حد زیادی به پیروید غالب شتاب نگاشت و در واقع به محتوای فرکانسی شتاب نگاشت ورودی حساس می‌باشد. شکل‌های (۱۷) تا (۱۹) تاریخچه جابجایی گره مبنا در قاب‌ها را تحت شتاب نگاشت‌های گروه B در حالت حذف ستون کناری، نمایش می‌دهد.



شکل ۱۷- الف) ۰/۳۵g

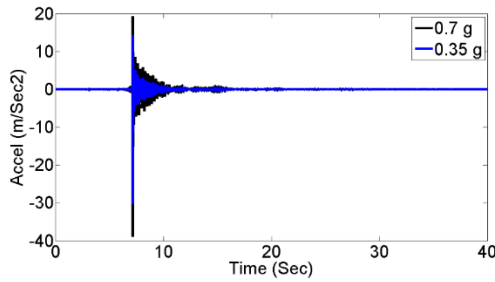


شکل ۱۷- ب) ۰/۷۰g

شکل ۱۷- تاریخچه جابجایی گره بالایی ستون حذف شده قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت گروه B

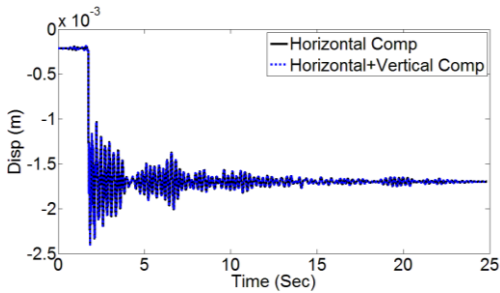


آریاس تاثیر زیادی در پاسخ قاب‌ها تحت اثر خرابی پیش رونده در حین رخداد زمین لرزه خواهند داشت.



شکل ۲۲- تاریخچه شتاب گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Northern-Calif در سناریوی S1

جهت بررسی اثر مولفه قائم در پتانسیل خرابی پیش رونده قاب‌ها، شتاب نگاشت‌های گروه C را بک مرتبه صرفاً به صورت افقی و در مرتبه دیگر به طور همزمان مولفه قائم نیز در حین تحلیل به سازه‌ها اعمال گردید. در شکل‌های (۲۳) تا (۲۵) تاریخچه جابجایی قائم گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت‌های گروه C در حالت‌های اعمال مولفه افقی و اعمال مولفه‌های افقی و قائم به طور همزمان ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تفاوت پاسخ در حالت اعمال مولفه قائم با حالت اعمال مولفه افقی به تنهایی، بسیار ناچیز می‌باشد.

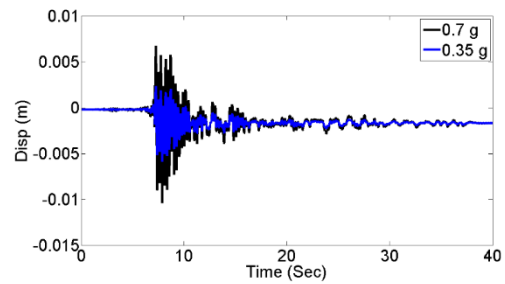


شکل ۲۳- تاریخچه جابجایی گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Lytle creek در سناریوی S1

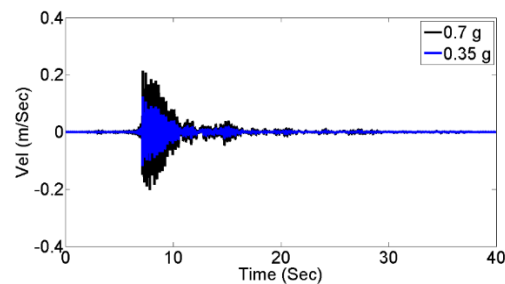
با حذف ستون یک شوک بسیار بزرگ به قاب اعمال شده و جابجایی‌های بسیار بزرگی را در راستای قائم تجربه می‌نماید. در این حالت اگر چنانچه مولفه قائم نیز در حین تحلیل در نظر گرفته شود، تفاوت پاسخ بسیار اندک بوده و تاثیر زیادتری نسبت به شوک ناشی از حذف نخواهد داشت.

مشاهده می‌شود که با افزایش میزان بیشینه شتاب و بنابراین با افزایش شدت آریاس، مقادیر بیشینه جابجایی در تمامی حالات افزایش یافته است.

برای بررسی دقیق تر تاثیر بیشینه شتاب و شدت آریاس، شکل (۲۰) به طور موردی تاریخچه جابجایی قائم گره مبنای قاب تحت شتاب نگاشت Northern-Calif از گروه B را در دو حالت مقیاس نمایش داده است. مشاهده می‌شود که در این حالت جابجایی بیشینه در حالت مقیاس ۰/۳۵ به میزان ۶ میلی متر و در حالت مقیاس شده به ۰/۷ به میزان ۱۰ میلی متر بوده که حدوداً ۴۰ درصد افزایش را نشان می‌دهد. این افزایش میزان بیشینه جابجایی قائم در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه نیز در سناریوهای S2 و S3 به ترتیب برابر ۳۸ و ۶۶ درصد مشاهده گردید. این تاثیر در تاریخچه سرعت و شتاب نیز مشاهده شده که در شکل‌های (۲۱) و (۲۲) به ترتیب تاریخچه سرعت و شتاب گره مبنای قاب S1 تحت شتاب نگاشت Northern-Calif از گروه B نمایش داده شده است.



شکل ۲۰- تاریخچه جابجایی گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Northern-Calif در سناریوی S1



شکل ۲۱- تاریخچه سرعت گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Northern-Calif در سناریوی S1

بنابراین مشاهده می‌شود که محتوای فرکانسی که خود به پیروید غالب و همچنین نسبت بیشینه شتاب بر بیشینه سرعت وابسته است و همچنین مقادیر بیشینه شتاب و بالطبع شدت

نتایج نشان داد که مقادیر بیشینه پاسخ در قاب‌های مهاربندی تا حد زیادی از مقادیر مشابه در قاب‌های خمشی کمتر می باشد و اثر مطلوب حضور مهاربند ضربدری در قاب‌ها جهت پتانسیل خرابی پیش‌رونده مشهود است.

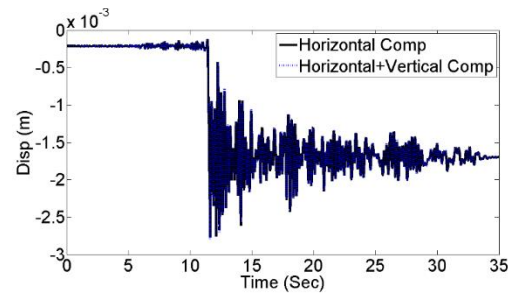
مقادیر بیشینه جابجایی گره فوقانی ستون حذف شده کناری در قاب‌های مهاربندی بدلیل حضور مهاربند در مجاورت ستون کناری بسیار کمتر از نمونه مشابه در قاب خمشی است.

نتایج نشان داد که تغییرات بیشینه شتاب و به دنبال آن تغییرات در شدت آریاس تاثیر زیادی در پاسخ قاب‌ها داشته و میزان جابجایی گره مینا، که همان گره فوقانی ستون حذف شده می باشد، تا ۶۶ درصد می تواند متفاوت باشد. این تفاوت با نسبت‌های مختلف برای پاسخ سرعت و جابجایی گره مینا نیز مشاهده گردید. بطور کلی با افزایش بیشینه شتاب، دامنه تمامی پاسخ‌های گره مینا افزایش یافته است.

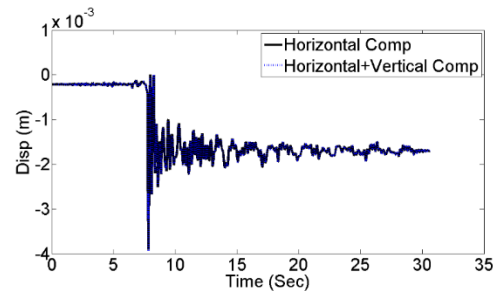
نتایج نشان داد که حذف ستون کناری جابجایی‌های قائم بزرگ‌تری را نسبت به حذف ستون میانی نشان داده است. ستون کناری با توجه به اینکه از یک سو توسط تیری مهار شده است، نسبت به ستون میانی که توسط دو تیر به قاب متصل است، پس از حذف، تاثیر بیشتری بر سازه داشته و در تمامی قاب های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مقادیر بزرگتری را ثبت کرده است.

با بررسی پاسخ قاب‌ها تحت شتاب نگاشت های گروه‌های متعدد تعریف شده در ابتدای تحقیق و همپایه سازی این شتاب نگاشت‌ها به مقادیر ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر شتاب گرانش، با نزدیک بودن مقادیر شدت آریاس، اثرات تغییرات پرپود غالب و همچنین نسبت بیشینه شتاب بر بیشینه سرعت که هر دو از شاخص‌های محتوای فرکانسی بوده و در مطالعات پیشین مبنای دسته بندی شتاب نگاشت‌ها در حوزه محتوای فرکانسی می باشند، مشخص شد که با افزایش پرپود غالب در شتاب نگاشت‌ها و همچنین کاهش میزان نسبت بیشینه شتاب بر بیشینه سرعت، پاسخ‌های گره مینا در قاب ۱۲ طبقه افزایش محسوسی داشته است. این روال برای قاب ۴ طبقه معکوس و در قاب ۸ طبقه روال مشخصی نداشته است.

در انتها جهت بررسی اثر اعمال مولفه قائم در حین تحلیل خرابی پیش رونده، شتاب نگاشت‌های یک گروه مبنای عمل قرار گرفته و در حالت دوم مولفه قائم متناظر با شتاب نگاشت‌های این گروه به قاب‌ها به طور همزمان با مولفه افقی اعمال گردید. نتایج در این حالت تفاوت محسوسی را بین پاسخ سازه نمایش نداده که نشان دهنده این است با توجه به اینکه در حین حذف ستون بطور ناگهانی، پاسخ‌های بزرگی در این ناحیه



شکل ۲۴- تاریخچه جابجایی گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Northridge در سناریوی S1



شکل ۲۵- تاریخچه جابجایی گره مبنای قاب ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت Taiwan Smart 1 در سناریوی S1

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر مشخصات شتاب نگاشت‌ها نظیر شاخص آریاس، بیشینه شتاب، محتوای فرکانسی و همچنین اعمال مولفه قائم در حین تحلیل، در ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه فولادی تجهیز شده به مهاربند دروازه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. برای انجام تحلیل خرابی پیش رونده از بارگذاری پیشنهادی آیین نامه اداره خدمات عمومی آمریکا در حالت تحلیل دینامیکی استفاده شده و حین اعمال تاریخچه شتاب نگاشت‌ها به قاب‌ها، در گام زمانی متناسب با رخداد بیشینه شتاب، ستون مورد نظر به طور کامل حذف و تحلیل دینامیکی ادامه یافت. جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش رونده قاب‌ها، ۹ سناریوی حذف ستون معرفی گردید. سناریوها شامل حذف ستون کناری و میانی در طبقه همکف و همچنین ستون میانی در طبقه بام برای تمامی قاب‌ها در نظر گرفته شد. همچنین جهت بررسی اثرات مشخصات مختلف شتاب نگاشت که اشاره شد، ۴ گروه مختلف شتاب نگاشت معرفی گردیده و همچنین با همپایه سازی این شتاب نگاشت‌ها، دسته‌های متعدد از شتاب نگاشت معرفی و تحت سناریوهای تعریف شده به تمامی قاب‌ها اعمال گردید. در مجموع حدود ۴۶۱ مرتبه تحلیل انجام گردید.

[13] Tavakoli, H.R., Naghavi, F. and Goltabar, A.R. (2015), "Effect of base isolation systems on increasing the resistance of structures subjected to progressive collapse", *Earthquakes and Structures*, Vol. 9, pp. 639-656.

[14] Faroughi, A., Moghadam, A.S. and Hosseini, M. (2017), "Seismic progressive collapse of MRF-EBF dual steel systems", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 170, pp. 67-75.

[15] Li, L., Wang, W., Chen, Y. and Teh, L.H. (2017), "A basis for comparing progressive collapse resistance of moment frames and connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 139, pp. 1-5.

[16] Tavakoli, H.R. and Hasani, A.H. (2017), "Effect of Earthquake characteristics on seismic progressive collapse potential in steel moment resisting frame", *Earthq. Struct.*, Vol. 12, pp. 529-541.

[17] Abdelwahed, B. (2019), "A review on building progressive collapse, survey and discussion", *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 11, pp. e00264.

[18] Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), <https://opensees.berkeley.edu/>.

[19] Foroughi, S.M.J. (2017), "The Most Complete Applied Reference of OpenSees", Book, Negarandeh Danesh Pub, ISBN: 978-600-6190-75-4, (In Persian).

[20] Sadak, F., Main, J., Lew, H.S., Robert, S., Chiarito, V. and Tawil, Sh. (2010), "An experimental and computational study of precast concrete moment frames under a column removal scenario", NIST Technical Note 1886, US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.

[21] Kramer, S.L. (1996), "Geotechnical earthquake engineering", New Jersey, Prentice-Hall.

[22] Tso, W.K., Zhu, T.J. and Heidebrecht, A.C. (1992), "Engineering implication of ground motion A/V ratio", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 11, pp. 133-144.

ثبت شده، اعمال مولفه قائم تاثیر زیادی در ایجاد تفاوت در پاسخ سازه نداشته است.

با توجه به محدودیت‌های موجود در این مطالعه پیشنهاد می‌گردد که در مطالعات آتی، اثرات پالس در رکوردهای حوزه نزدیک، اثرات دال بتنی سقف‌ها و همچنین اندرکنش خاک-سازه دیده شود.

۶- مراجع

[1] Menchel, K. (2009), "Progressive collapse: comparison of main standards, formulation and validation of new computational procedures", *Universite Libre de Bruxelles, Faculte des Sciences Appliquees* (Ph. D. Thesis).

[2] UFC 4-01-01, (2003), Unified facilities criteria (UFC), DoD minimum antiterrorism standards for buildings, department of defense (DoD)A.

[3] UFC, (2009), Design of buildings to resist progressive collapse, Unified Facilities Criteria, Department of Defense (DoD), 4-023-03.

[4] UFC 4-023-03, (2010), DoD, Minimum antiterrorism standards for buildings, Department of Defense, Design of Structures to Resist Progressive Collapse.

[5] GSA, (2003), Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, The U.S. General Services Administration.

[6] Gross, J.L. and McGuire, W. (1983), "Progressive collapse resistance design", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 109, pp. 1-15.

[7] Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. (2003), "Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse", 16th ASCE engineering mechanics conference.

[8] Ruth, P., Marchand, K.A. and Williamson, E.B. (2006), "Static equivalency in progressive collapse alternate path analysis: Reducing conservatism while retaining structural integrity", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, pp. 349-364.

[9] Kim, H.S., Kim, J. and An, D.W. (2009), "Development of integrated system for progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects", *Advances in Engineering Software*, Vol. 40, pp. 1-8.

[10] Kim, J. and An, D. (2009), "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *The structural design of tall and special buildings*, Vol. 18(4), pp. 455-465.

[11] Kim, J. and Kim, T. (2009), "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 169-179.

[12] Jiang, J., Li, G.Q. and Usmani, A. (2015), "Effect of bracing systems on fire-induced progressive collapse of steel structures using OpenSees", *Fire Technology*, Vol. 51, pp. 1249-1273.

پی نوشت

- ¹ General Services Administration (GSA)
² Peak Ground Acceleration (PGA)
³ OpenSees
⁴ PEER
⁵ Seismo signal



پیشنهاد شکل جدیدی از دیوار برشی فولادی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای آن با انواع معمول

سید محمدرضا مرتضوی^{۱*}، محمد فراهانی^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

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

*تهران، صندوق پستی ۱۶۳-۱۶۷۸۵، mortazavi@sru.ac.ir

چکیده

یکی از مهمترین عوامل در طراحی ساختمان‌ها، عملکرد لرزه‌ای سازه آن‌ها در برابر بارهای جانبی است. در سازه‌ها سیستم‌های باربر جانبی مسئول انتقال بارهای جانبی به زمین هستند. دیوار برشی فولادی نیز در سیستم‌های باربر جانبی به کار گرفته می‌شود که مزایایی از جمله سهولت اجرا، سرعت بالای اجرا، اقتصادی بودن، قابلیت تعمیر و تعویض و قابلیت اجرا در سازه‌های موجود دارد. از این رو تحقیق بر روی این سیستم می‌تواند به طراحی سازه‌ها و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود کمک کند. دیوار برشی فولادی در دو نوع کلی سخت‌نشده و سخت‌شده وجود دارد. در تحقیق حاضر تلاش شده است که بهترین شکل هندسی دیوار برشی فولادی از نظر عملکرد لرزه‌ای، مشخص شود. حجم مصالح به کار رفته در نمونه‌ها یکسان در نظر گرفته شده است تا عملکرد لرزه‌ای آن‌ها در شرایطی برابر مقایسه گردد و این موضوع، جنبه نوآورانه‌ی این تحقیق است. هفت مدل المان محدود دیوار برشی فولادی با شکل‌های سخت‌نشده و سخت‌شده مختلف ساخته شد و با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و بارگذاری‌های خطی فزاینده و چرخه‌ای تحلیل گردید. به عنوان نتیجه می‌توان گفت، نمونه‌های سخت‌شده عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوار برشی فولادی سخت‌نشده دارند و سختی، جذب انرژی پلاستیک و شکل‌پذیری بالاتری دارند. نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی نیز عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به نمونه‌های سخت‌شده معمولی دارند و سختی، مقاومت، جذب انرژی پلاستیک و شکل‌پذیری آن‌ها بالاتر است و تغییر صفحه خارج از صفحه کمتر و توزیع تنش بهتری دارند.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، دیوار برشی فولادی سخت‌شده، دیوار برشی فولادی سخت‌نشده، سخت‌کننده

Introducing a new shape of steel plate shear wall and comparing its seismic performance against usual types

S.M.R. Mortazavi, M. Farahani

Abstract

Seismic performance is one of the most important factors in designing of structures. Lateral load bearing systems in structures are responsible to transfer lateral loads into the ground. Steel plate shear wall as a load bearing system in structures has some advantages such as easy and fast implementation, being economical, repairable, changeable and applicable on existing structures. Therefore, more research on these systems can help to design and retrofitting of existing structures. There are two general types of steel plate shear wall: stiffened and unstiffened. In this study, it is tried to determine the best geometrical shape of steel plate shear wall in terms of seismic performance. Material volume which are applied in all models are the same in order to compare their seismic performance in an equal circumstances and this is the innovative aspect of this study. Seven different stiffened and unstiffened steel plate shear walls are modeled using FEM in this paper. All models are analyzed with non-linear static analysis and linear incremental and cyclic loading. It is investigated that stiffened models had better performance in terms of seismic behavior in comparison with unstiffened models. These models also had more stiffness, more ductility and they absorb more plastic energy. Proposed models with new and innovative forms had better seismic performance, higher stiffness, higher strength, higher plastic energy absorption and higher ductility compare to usual stiffened models. In addition, these models had controlled out of plane displacement and better stress distribution.

Keywords

Steel plate shear wall, Stiffened steel plate shear wall, Unstiffened steel plate shear wall, Stiffener

در تحقیق حاضر سعی گردیده است با ارائه هندسه جدیدی برای ساخت دیوار برشی فولادی سخت‌شده، عملکرد لرزه‌ای این سیستم بهبود داده شود. در دیوار برشی فولادی سخت شده با هندسه جدید پیشنهادی، دو دیوار پرکننده با ضخامتی برابر با نصف ضخامت دیوار برشی معمولی در دو طرف سخت‌کننده‌ها قرار می‌گیرد، به عبارت دیگر در این روش ساخت، دو دیوار وجود دارد که به وسیله سخت‌کننده‌ها با همدیگر یکپارچه می‌شوند و بدین ترتیب ممان اینرسی^۱ برون صفحه‌ای دیوار افزایش می‌یابد.

برای مقایسه درست تاثیر این هندسه جدید پیشنهادی، شش مدل المان محدود^۲ دیوار برشی فولادی سخت‌شده ساخته شد. این شش مدل شامل دو مدل دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده قائم، یکی با شکل معمول و یکی با شکل جدید پیشنهادی، دو مدل دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده افقی، یکی با شکل معمول و یکی با شکل جدید پیشنهادی و دو مدل دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده ضربدری یکی با شکل معمول و یکی با شکل جدید پیشنهادی در نرم افزار Abaqus ساخته شدند. یک مدل المان محدود دیوار برشی فولادی سخت‌نشده نیز به عنوان نمونه استاندارد و شاهد ایجاد گردید، به این معنی که عملکرد همه مدل‌ها نسبت به این مدل سنجیده شد. طراحی این مدل‌ها به گونه‌ای صورت گرفت که وزن مصالح بکار رفته در همگی یکسان باشد تا عملکرد لرزه‌ای آنها به درستی و در شرایط برابر از نظر مقدار مصالح بکار رفته برای ساخت آنها، مقایسه گردد. در ابتدا لازم است نتایج حاصل از تحلیل توسط نرم‌افزار Abaqus، صحت‌سنجی شود. پس از صحت‌سنجی و تایید دقت و اعتبار نتایج حاصل از تحلیل توسط نرم‌افزار، مدل‌های المان محدود ساخته شده تحت دو نوع بارگذاری خطی فزاینده^۳ و چرخه‌ای^۴، به روش استاتیکی غیرخطی^۵ تحلیل شدند. با استفاده از نتایج این تحلیل‌ها منحنی پش‌آور^۶، منحنی چرخه‌ای^۷ و منحنی جذب انرژی پلاستیک در بارگذاری چرخه‌ای برای نمونه‌ها ترسیم گردید و تغییرشکل‌ها و توزیع تنش و میزس^۸ این مدل‌های المان محدود محاسبه گردید.

در انتها با استفاده از نتایج بدست آمده، عملکرد لرزه‌ای مدل‌های المان محدود دیوار برشی سخت‌شده و دیوار برشی سخت‌نشده با هم مقایسه گردید تا اثر هندسه جدید پیشنهادی برای دیوار برشی سخت‌شده، بر عملکرد لرزه‌ای این سیستم باربر جانبی مشخص گردد.

۲- تحقیق‌های انجام شده پیرامون موضوع

Guo و همکارانش در سال ۲۰۱۵ اثر اتصالات مفصلی، گیردار و نیمه گیردار قاب پیرامونی را بر روی دیوار برشی فولادی مطالعه کردند. ظرفیت باربری، مکانیسم استهلاک انرژی، مود شکست، تنش و فرایند گسترش تغییرشکل در سیستم قاب نیمه‌صلب و دیوار برشی فولادی سخت‌شده به‌وسیله آزمایش تجربی و تحلیل المان محدود مطالعه شد. نتایج آزمایش تجربی نشان دادند که نصب سخت‌کننده تغییر شکل‌های خارج از صفحه سیستم را کاهش می‌دهد و بار تسلیم و همچنین ظرفیت باربری نهایی سیستم را افزایش می‌دهد. نتایج تحلیل المان محدود نشان دادند که ظرفیت باربری نهایی سیستم با اتصال صلب ۱۵٪ بیشتر از سیستم با اتصال مفصلی است. سیستم با اتصال نیمه‌صلب شبیه به سیستم با اتصال مفصلی بود و اختلاف بین آنها تنها ۵٪ بود [۱].

Zirakian و Jhang در سال ۲۰۱۴ رفتار سازه‌ای دیوار برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین را با روش‌های تحلیلی و المان محدود مطالعه کردند. پس از آن، آنها مدل‌سازی عددی را با نتایج تجربی اعتبارسنجی کردند و فواید استفاده از فولاد با نقطه تسلیم پایین در مقایسه با فولاد معمولی را بررسی کردند. در ضمن، میزان مؤثر بودن مدل اصلاح‌شده اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی، در پیش‌بینی پاسخ سیستم مطالعه شد. نتایج نشان داد که استفاده از فولاد با نقطه تسلیم پایین نیروی اعمال‌شده به قاب توسط دیوار برشی را نسبت به حالتی که فولاد معمولی مورد استفاده قرار می‌گیرد کاهش می‌دهد و امکان تعمیر و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود را فراهم می‌سازد. ساخت دیوار برشی فولادی از فولاد با نقطه تسلیم پایین ظرفیت استهلاک انرژی سیستم را افزایش می‌دهد. در نهایت روش اصلاح‌شده اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی که تغییر شکل‌های برشی و خمشی را نیز در نظر می‌گیرد، برای پیش‌بینی رفتار دیوار برشی فولادی ساخته شده از فولاد با نقطه تسلیم پایین به کار گرفته شد که نتایج مطابقت خوبی با نتایج تجربی داشت و این مدل در پیش‌بینی رفتار این سیستم بسیار مؤثر است [۲].

Sabouri-Ghomi و همکارانش در سال ۲۰۱۲ کاهش سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی را در اثر ایجاد بازشو در مکان دلخواهی از دیوار برشی فولادی بررسی کردند. آنها برای تعیین مکانیسم و اندازه کاهش سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی در اثر ایجاد بازشو و همچنین وابستگی این کاهش

دیوار برشی فولادی با قاب پیرامونی دارای اتصال خمشی یا صلب بهتر از عملکرد دیوار برشی فولادی با قاب پیرامونی با اتصال برشی یا ساده است. اختلاف مقاومت و استهلاک انرژی این دو سیستم به ترتیب ۲۸٪ و ۱۸٪ است بنابراین توصیه می‌شود که در این سیستم از قاب پیرامونی با اتصال خمشی استفاده شود [۵].

Sabouri-Ghomi و Gholhaki در سال ۲۰۰۷ دو نمونه دیوار برشی فولادی که دارای یک دهانه و سه طبقه بودند را آزمایش کردند. اتصال تیر به ستون در یکی از نمونه‌ها گیردار و در دیگری ساده بود. آنها برای المان‌های پیرامونی از فولاد پر مقاومت و برای ورق پرکننده از فولاد نرم استفاده کردند. نتایج آزمایش نشان دادند که مقدار برش پایه قابل تحمل در نمونه با اتصال گیردار در حدود ۲۰ درصد بیشتر از نمونه با اتصال ساده بوده، به علاوه نمونه با اتصال گیردار انرژی بیشتری را نسبت به نمونه با اتصال ساده جذب کرده است [۶].

Astaneh-Asl در سال ۲۰۰۲ آزمایشاتی را بر روی دیوار برشی کامپوزیتی انجام داد. هنگامی که دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده تحت بار جانبی قرار می‌گیرند، ابتدا کمانه کرده و بعد از آن نیروی جانبی به وسیله مقاومت پس‌کمانش تحمل می‌شود. کمانه کردن باعث کاهش جذب انرژی ورق می‌شود به منظور جلوگیری از کمانش ورق، دو نمونه دیوارهای برشی مرکب توسط دکتر آستانه در دانشگاه برکلی مورد آزمایش قرار گرفت. در هر دو نمونه بر روی ورق فولادی لایه‌ای از بتن ریخته و اتصال بتن و فولاد به وسیله بولت ایجاد شد تا از کمانش ورق جلوگیری شود. در هر دو نمونه منحنی چرخه ای پایدار ایجاد گردید و هر دو نمونه رفتار مناسبی از خود نشان داده‌اند، به طوری که تا دررفت ۴٪ تقریباً هر دو نمونه تمام ظرفیت خود و در دررفت ۵٪ حدود ۸۰ درصد ظرفیت خود را حفظ نموده‌اند [۷].

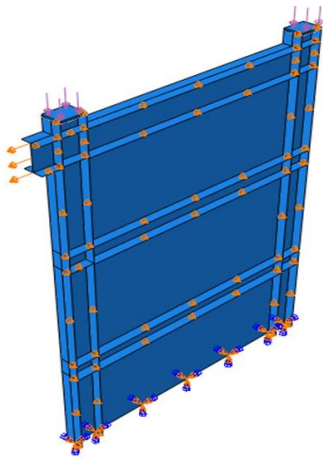
۳- اعتبارسنجی نرم‌افزار مورد استفاده

در این تحقیق برای مدل‌سازی و تحلیل نمونه‌ها از نرم‌افزار Abaqus نسخه ۶.۱۱.۳ استفاده شده است. برای نشان دادن مورد اعتماد بودن نتایج عددی حاصل از مدل‌سازی و تحلیل المان محدود در نرم‌افزار Abaqus می‌بایست مدل‌های آزمایشگاهی که ابعاد هندسی، خواص مکانیکی مصالح بکار رفته، شرایط مرزی، نحوه بارگذاری و سایر عوامل تاثیرگذار مشخص و واضحی دارند را به طور دقیق توسط نرم‌افزار شبیه‌سازی نمود و نتایج حاصل از شبیه‌سازی و تحلیل عددی، با نتایج آزمایشگاهی

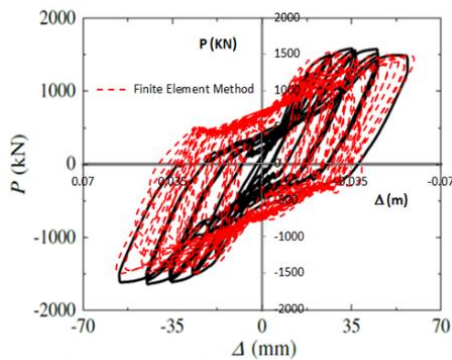
به اندازه و مکان قرارگیری بازشو، تحلیل المان محدود غیرخطی انجام دادند. در هر مدل مکان قرارگیری بازشو تغییر کرد تا اثر این متغیر بر روی سیستم مشخص گردد. نتایج نشان داد که سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی سخت‌نشده با تغییر مکان بازشو رابطه عکس دارد اما دیوار برشی فولادی سخت‌شده تغییر سختی و مقاومت نمی‌دهد و این یعنی سختی و مقاومت دیوار برشی سخت‌شده تابعی از مکان قرارگیری بازشو نیست. همچنین مشخص شد که با افزایش اندازه بازشو سختی و مقاومت دیوار برشی سخت‌شده و سخت‌نشده کاهش می‌یابد و با افزایش نسبت عرض به ارتفاع بازشو فرآیند افزایش انرژی جذب‌شده توسط سیستم، یک روند کاهش خطی دارد. در ضمن مشخص شد که جذب انرژی در دیوار برشی فولادی سخت‌شده بسیار بیشتر از دیوار برشی فولادی سخت‌نشده است [۳].

Sabouri-Ghomi و Asad-Sajjadi در سال ۲۰۱۱ بر روی دو دیوار برشی فولادی که یکی از آنها دارای سخت‌کننده و دیگری فاقد سخت‌کننده بود و همچنین یک قاب پیرامونی تحقیقاتی انجام دادند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که نصب سخت‌کننده باعث بهبود رفتار دیوار برشی فولادی می‌شود و باعث ۲۶٪ افزایش در ظرفیت استهلاک انرژی و ۵۱٪ افزایش در سختی دیوار برشی فولادی شد، اما اثر این کار بر روی مقاومت برشی دیوار برشی فولادی کم بود. در ضمن نشان داده شد که نصب سخت‌کننده باعث ۲۵.۴٪ کاهش در تغییر مکان متناظر با برش تسلیم می‌شود [۴].

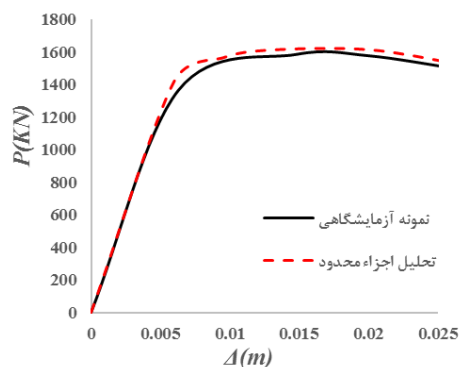
Zhang و Chen در سال ۲۰۱۰ صفحات دیوار برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین را تحت بار درون صفحه‌ای مطالعه کردند. در این مطالعه فقط صفحات دیوار برشی فولادی از فولاد با نقطه تسلیم پایین ساخته شدند و قاب پیرامونی از فولاد با مقاومت بالا ساخته شد. چند آزمایش برای بررسی رفتار کمانش برشی غیر الاستیک دیوار برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین تحت بار یکنواخت درون صفحه‌ای انجام شد. همچنین ویژگی‌های سختی، مقاومت، ظرفیت اتلاف انرژی و تغییر شکل با انجام آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بر روی دیوار برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین بررسی شد. نتایج آزمایش تجربی نشان دادند که با استفاده از فولاد با نقطه تسلیم پایین و کمتر نگره داشتن نسبت ضخامت به عرض از ۸۰، تغییر شکل خارج از صفحه قابل مشاهده‌ای حتی وقتی زاویه دررفت به بزرگی ۰/۰۲ رادین بود، مشاهده نشد. نتایج همچنین نشان دادند که سیستم دیوار برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین قادر است تا زاویه دررفت ۰/۰۵ رادین تغییر شکل پایدار بدهد. همچنین عملکرد



شکل ۲- مدل المان محدود سرهم شده و شرایط مرزی تعریف شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی



شکل ۳- چرخه هیستریزس نمونه آزمایشگاهی (نمودار مشکی) در کنار چرخه هیستریزس تحلیل مدل اجزاء محدود

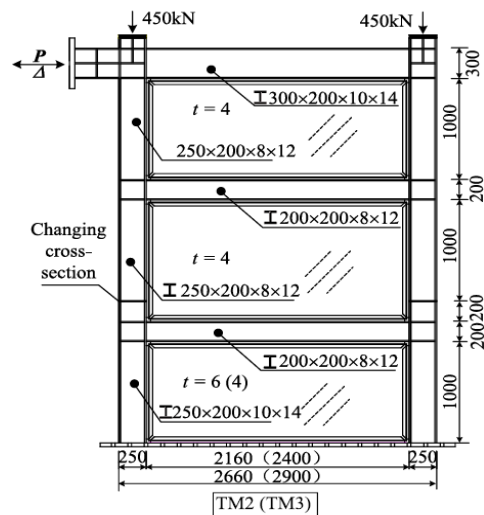


شکل ۴- منحنی پوش آور نمونه آزمایشگاهی در کنار منحنی پوش آور تحلیل اجزاء محدود

شکل (۳) و (۴) نشان می‌دهند که نتایج تحلیل چرخه‌ای و بار افزون نمونه‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود بسیار نزدیک به هم هستند و می‌توان گفت مدل اجزاء محدود ساخته شده در

مقایسه گردد. Wang و همکارانش در سال ۲۰۱۵ چهار مدل دیوار برشی فولادی یک دهانه و سه طبقه را مورد آزمایش قرار دادند که نمونه TM3 آن‌ها برای اعتبارسنجی تحقیق حاضر مورد استفاده قرار گرفت [۸].

۳-۱- مدل‌سازی هندسی و تعریف شرایط مرزی
مشخصات هندسی نمونه TM3، Wang و همکارانش در شکل (۱) نشان داده شده است [۸].



شکل ۱- مشخصات هندسی مدل آزمایشگاهی Wang و همکارانش [۸]

هر یک از اجزای این نمونه در مدل المان محدود بصورت جداگانه و به صورت المان‌های پوسته‌ای ۳ بعدی^۹ در نرم‌افزار ترسیم می‌شوند. پس از ترسیم تمام اجزای مدل به صورت جداگانه، المان‌های مختلف در محل موردنظر قرار داده می‌شوند. تراز پی نمونه آزمایشگاهی کاملاً گیردار است و از حرکت خارج از صفحه تیر و ستون‌ها جلوگیری شده است، بنابراین در مدل المان محدود نیز این شرایط مرزی شبیه‌سازی شده است. در شکل (۲)، نمایی از سیستم سرهم‌شده نهایی به همراه شرایط مرزی تعریف شده، نشان داده شده است.

۳-۲- مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی با مدل اجزاء محدود

در آزمایش‌های Wang و همکارانش نتایج برای دو نوع تحلیل چرخه‌ای و بار افزون بدست آمده‌اند. بنابراین برای نشان دادن درستی نتایج تحلیل عددی، این نتایج برای مدل عددی که کاملاً شبیه به نمونه آزمایشگاهی Wang و همکارانش است نیز محاسبه گردیدند. نتایج دو تحلیل در نمونه‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود در شکل (۳) و (۴) نشان داده شده است.

این نرم افزار به درستی نمونه آزمایشگاهی را شبیه سازی کرده است. بنابراین می توان نتیجه گرفت نتایج حاصل از مدل سازی و تحلیل نرم افزار اجزاء محدود Abaqus دارای اعتبار هستند.

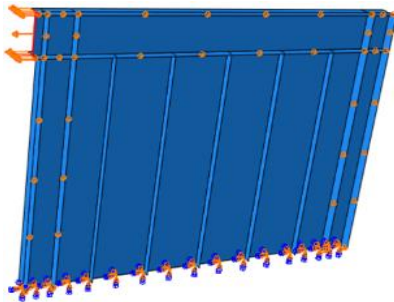
۴- نمونه های مورد بررسی و مشخصات آنها

در سیستم دیوار برشی فولادی کمانش خارج از صفحه دیوار پرکننده^۱ باعث کاهش عملکرد لرزه ای می گردد این مشکل را می توان با افزایش ممان اینرسی دیوار حول محور خارج از صفحه حل کرد. از این رو در این تحقیق پیشنهاد گردید که به جای استفاده از یک دیوار پرکننده، از دو دیوار با فاصله از هم استفاده گردد و سخت کننده ها نیز در وسط دو دیوار قرار گیرند و به هر دو دیوار متصل شوند و هر دو را سخت کنند. بدین ترتیب ممان اینرسی دیوار برشی حول محور خارج از صفحه افزایش می یابد و پیش بینی می گردد عملکرد لرزه ای دیوار را افزایش دهد.

از لحاظ اجرایی برای ساخت دیوار برشی فولادی با شکل جدید پیشنهادی، در ابتدا سخت کننده ها به یکی از دیوارها جوش می شوند، سپس بر روی دیوار دوم شیارهایی در محل قرارگیری سخت کننده ها ایجاد می گردد، پس از آن دیوار دوم روی سخت کننده ها قرار می گیرد بطوریکه شیارها منطبق به سخت کننده ها گردند سپس شیارها با جوش پر می شوند و دیوار دوم نیز از اتصال سراسری با سخت کننده ها برخوردار می گردد و کاملاً با آنها ممزوج می شود. برای ساخت دیوار برشی فولادی با شکل جدید پیشنهادی می توان از روش های نوین جوشکاری مانند جوشکاری با استفاده از ربات ها، جوشکاری به روش های UW^{۱۱}، RW^{۱۲} و غیره نیز بهره جست که بررسی روش بهینه جوشکاری در کارخانجات سازه های فلزی می تواند موضوع یک تحقیق جداگانه باشد.

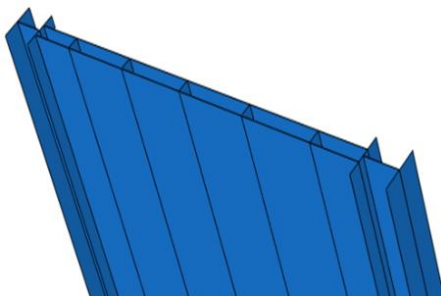
در این تحقیق ۱ نمونه دیوار برشی فولادی سخت نشده به عنوان نمونه استاندارد و شاهد و ۶ نمونه دیوار برشی فولادی سخت شده مدل سازی و تحلیل عددی گردیدند. شکل (۵) شمای کلی نمونه ها و شرایط مرزی آنها را نمایش می دهد. طول دهانه و ارتفاع دیوار برشی فولادی به ترتیب ۴ و ۳ متر و ضخامت دیوار برشی بدون سخت کننده ۴ میلی متر در نظر گرفته شد. برای ساختن نمونه های سخت شده و درعین حال دارای وزن برابر با دیوار برشی فولادی سخت نشده، ۰/۵ میلی متر از ضخامت دیوار برشی سخت نشده کم شد و به سخت کننده ها اختصاص داده شد. بنابراین حجم فولادی که برای سخت کننده ها در نظر گرفته شده برابر با ۰/۰۰۶ مترمکعب

($0.0005 \times 3 \times 4$) است. برای ساخت نمونه های با شکل جدید پیشنهادی نیمی از ضخامت دیوارهای سخت شده به طرف دیگر سخت کننده ها منتقل شد. به عبارتی ضخامت ۳/۵ میلی متری دیوار سخت شده به دو ضخامت ۱/۷۵ میلی متری تقسیم شد و در دو طرف سخت کننده ها قرار گرفت. ضمناً یک دستک با طول ۱۰ سانتی متر با مقطعی مشابه مقطع تیر فوقانی، جهت بارگذاری جانبی، در بالای نمونه ها قرار داده شد.



شکل ۵- هندسه کلی نمونه ها و شرایط مرزی تعریف شده

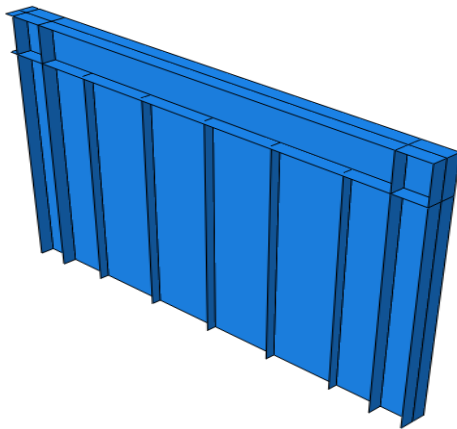
اتصالات تیر به ستون در قاب پیرامونی و اتصال سیستم به کف، گیردار در نظر گرفته شدند و تغییر شکل خارج از صفحه ستون ها و تیر در لبه بال آنها بسته شد. سخت کننده ها دارای اتصال سرتاسری به دیوارهای پرکننده هستند و کاملاً به یکدیگر دوخته شده اند. شکل (۶) برش مقطع یک نمونه با شکل جدید پیشنهادی را نشان می دهد.



شکل ۶- برش مقطع یکی از نمونه های با شکل جدید پیشنهادی

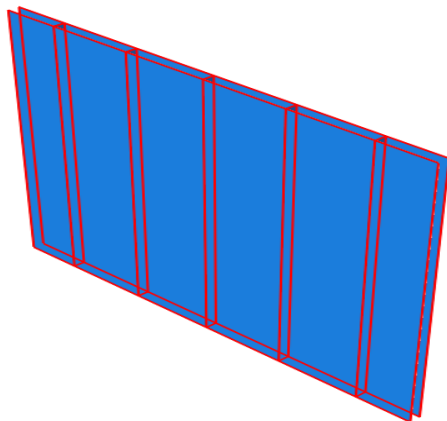
۴-۱- مشخصات قاب پیرامونی و دستک بارگذاری

با توجه به اینکه دیوار برشی فولادی سخت نشده به عنوان نمونه استاندارد دارای دهانه ۴ متر، ارتفاع ۳ متر و ضخامت ۴ میلی متر است، اعضای قاب پیرامونی براساس آیین نامه ضوابط لرزه ای ساختمان های فولادی آمریکا مطابق شکل (۷) طراحی گردید [۹]. در ضمن مقطع دستک بارگذاری مشابه مقطع تیر بوده و



شکل ۹- نمونه spsw1

شکل (۱۰) دیوار پرکننده نمونه spsw2 را نشان می‌دهد که شکل جدید پیشنهادی معادل نمونه spsw1 است. سخت‌کننده‌های نمونه spsw2 مشابه سخت‌کننده‌های نمونه spsw1 است اما ورق دیوار به دو قسمت با ضخامت $1/75$ میلی‌متر تقسیم شده و در دو طرف سخت‌کننده‌ها قرار گرفته و به سخت‌کننده‌ها، تیر و ستون‌های پیرامونی متصل گردید.



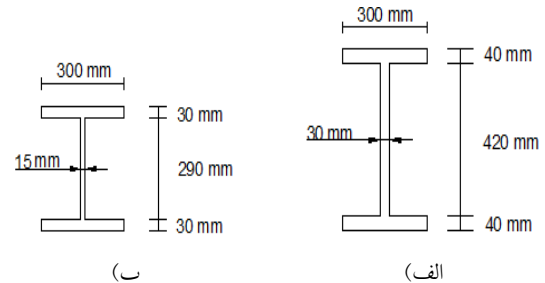
شکل ۱۰- دیوار پرکننده نمونه spsw2

۴-۴- مشخصات نمونه‌های دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده افقی

نمونه spsw3 در شکل (۱۱) نمایش داده شده است. این نمونه دارای ۴ سخت‌کننده افقی هرکدام به طول $3/75$ متر، عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۴ میلی‌متر است. در نمونه spsw3، ضخامت دیوار پرکننده فولادی $3/5$ میلی‌متر است. همانطور که در شکل (۱۲) نشان داده شده، دیوار پرکننده نمونه spsw4 با شکل جدید پیشنهادی معادل نمونه spsw3 است.



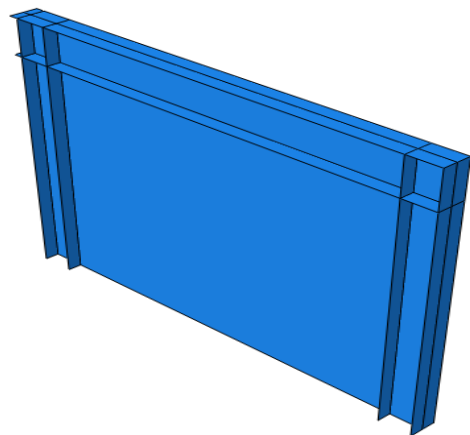
طول آن ۱۰ سانتی‌متر است. تعداد ۸ سخت‌کننده با ضخامت ۴ میلی‌متر، طول ۲۹ سانتی‌متر و عرض ۱۵ سانتی‌متر برای جان ستون قرار داده شد که در دو طرف جان ستون و مقابل بال‌های تیر نصب گردیدند.



شکل ۷- الف) مقطع تیر مرزی (ب) مقطع ستون‌های مرزی

۴-۲- مشخصات دیوار برشی سخت‌نشده

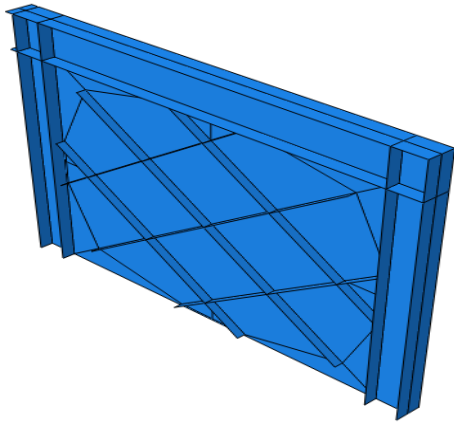
دیوار برشی فولادی سخت‌نشده که نمونه spsw0 نامیده شد دارای دهانه‌ای به طول ۴ متر و ارتفاع ۳ متر است. طول دهانه و ارتفاع همه نمونه‌ها یکسان است. ضخامت دیوار برشی فولادی سخت‌نشده برابر ۴ میلی‌متر که یک فرض منطقی است در نظر گرفته شد. این نمونه در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل ۸- شکل کلی نمونه spsw0

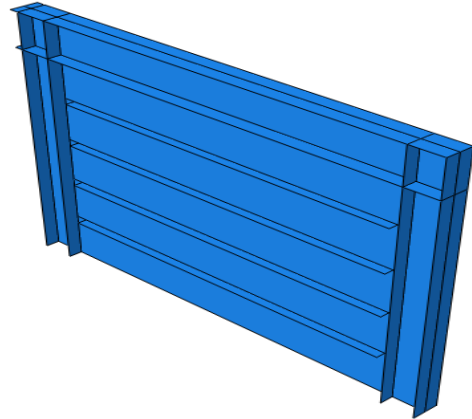
۴-۳- مشخصات نمونه‌های دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده قائم

مطابق شکل (۹)، نمونه spsw1 دارای ۵ سخت‌کننده قائم هرکدام به طول ۳ متر، عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۴ میلی‌متر است. ضخامت دیوار پرکننده فولادی $3/5$ میلی‌متر است.

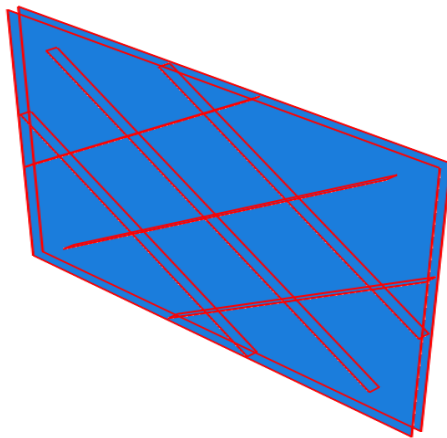


شکل ۱۳- نمونه spsw5

نمونه spsw6 شکل جدید پیشنهادی معادل نمونه spsw5 است. دیوار پرکننده نمونه spsw6 در شکل (۱۴) نشان داده شده است. مطابق این شکل سخت‌کننده‌های نمونه spsw6 و نمونه spsw5 مشابه هستند اما ورق دیوار پرکننده در نمونه spsw6 به دو قسمت با ضخامت $1/75$ میلی‌متر تقسیم شده و در دو طرف سخت‌کننده‌ها قرار گرفته و به سخت‌کننده‌ها، تیر و ستون‌های پیرامونی متصل گردیده است.



شکل ۱۱- نمونه spsw3

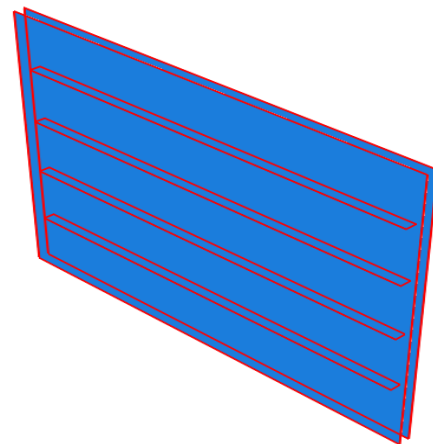


شکل ۱۴- دیوار پرکننده نمونه spsw6

۵- خواص مکانیکی مصالح مورد استفاده

از آنجا که تحقیق‌های پیشین مانند تحقیق چن و ژانگ نشان داده‌اند که استفاده از قاب پیرامونی با مصالح سخت و دیوار پرکننده با مصالح نرم باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی می‌شود [۵]، در این تحقیق نیز برای قاب پیرامونی از فولاد ST52 به‌عنوان فولاد سخت و برای دیوار پرکننده از فولاد ST37 به‌عنوان فولاد نرم مطابق استاندارد دین آلمان

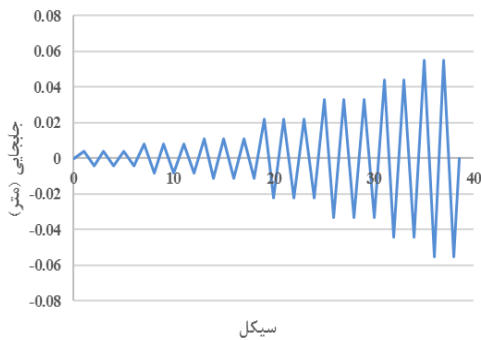
دارای سخت‌کننده‌های مشابه نمونه spsw3 است اما ورق دیوار به دو قسمت با ضخامت $1/75$ میلی‌متر تقسیم شده و در دو طرف سخت‌کننده‌ها قرار گرفته و به سخت‌کننده‌ها، تیر و ستون‌های پیرامونی متصل گردیده است.



شکل ۱۲- دیوار پرکننده نمونه spsw4

۴-۵- مشخصات نمونه‌های دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده ضربدری

در شکل (۱۳) نمونه spsw5 نمایش داده شده است که دارای چهار سخت‌کننده قطری هرکدام به طول ۳ متر، عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۳ میلی‌متر و همچنین دارای دو سخت‌کننده قطری دیگر به طول ۴ متر، عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۳ میلی‌متر است. این سخت‌کننده‌های ۴ متری دقیقاً روی دو قطر اصلی دیوار و سخت‌کننده‌های ۳ متری در دو طرف آن‌ها قرار می‌گیرند. ضخامت دیوار فولادی در این نمونه، $3/5$ میلی‌متر است.



شکل ۱۷- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای

بارگذاری خطی فزاینده یک بارگذاری تغییر مکان کنترل است، به این معنی که به نمونه‌ها تغییر مکان اعمال می‌شود و نیروی پاسخ اندازه‌گیری می‌گردد. در بارگذاری خطی فزاینده تغییر مکان به صورت خطی افزایش می‌یابد و نتیجه آن منحنی پوش‌آور نمونه است.

بارگذاری چرخه‌ای نیز یک بارگذاری تغییر مکان کنترل است. تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای بر اساس ATC-24 تهیه شده است [۱۱]. با توجه به این‌که در ATC-24 دامنه بار چرخه‌ای در بخش تغییر شکل کنترل، در هر مرحله به اندازه تغییر مکان حد تسلیم سیستم، δ_y ، افزایش می‌یابد، برای محاسبه تغییر مکان حد تسلیم نمونه‌ها، همه نمونه‌ها تحت یک بارگذاری خطی فزاینده، تحلیل شدند و با استفاده از منحنی نیرو-تغییر مکان به دست آمده برای نمونه‌ها، تغییر شکل معادل تسلیم، δ_y ، برای سیستم‌ها محاسبه گردید. از آنجایی که می‌بایست بار چرخه‌ای برای همه نمونه‌ها یکسان باشد میانگین تغییر مکان حد تسلیم برای نمونه‌ها محاسبه شد و برای ساخت تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای مورد استفاده قرار گرفت. میانگین تغییر مکان حد تسلیم نمونه‌ها برابر $0/011$ متر است، لذا افزایش دامنه بارگذاری چرخه‌ای در بخش تغییر شکل کنترل در هر مرحله برابر $0/011$ متر در نظر گرفته شد.

۷- ارائه و بررسی نتایج

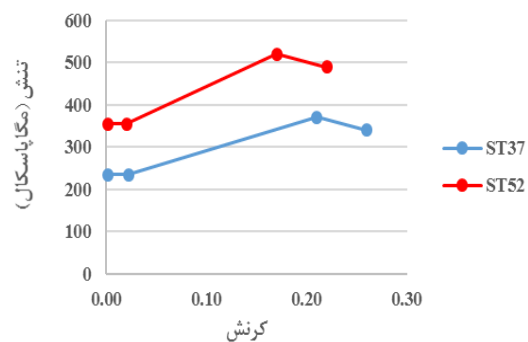
۷-۱- مقایسه نمودار پوش‌آور نمونه‌ها

تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه‌ها تحت بار خطی فزاینده، مطابق استاندارد ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود آمریکا انجام شد [۱۲]. طبق این استاندارد نقطه کنترل نمونه‌ها باید تا ۱۵۰ در صد تغییر مکان هدفشان کشیده شود. بنابراین در این تحقیق نمونه‌های مختلف با توجه به تغییر مکان هدفشان، باید بین ۵/۵ تا ۷ سانتی‌متر کشیده شوند.

استفاده شده است [۱۰]. خواص مکانیکی این مصالح در جدول (۱) و شکل (۱۵) نمایش داده شده است. در نرم افزار Abaqus خواص مکانیکی مصالح فولادی مورد استفاده برای هر جزء از دیوار برشی فولادی، به صورت ویژگی^{۱۳} به هر جزء اختصاص داده می‌شود.

جدول ۱- خواص مکانیکی مصالح قاب پیرامونی و دیوار پرکننده

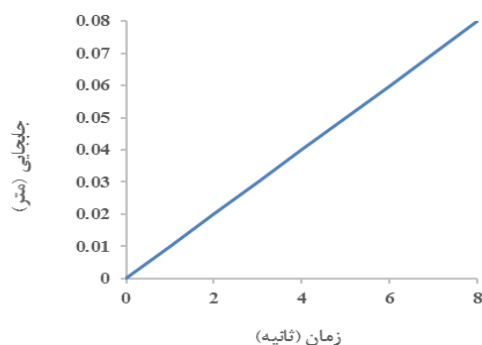
ST37	ST52	خواص
۲۰۰	۲۰۰	مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)
۲۳۵	۳۵۵	مقاومت تسلیم (مگاپاسکال)
۳۷۰	۵۲۰	مقاومت کششی نهایی (مگاپاسکال)
۳۴۰	۴۹۰	مقاومت شکست (مگاپاسکال)



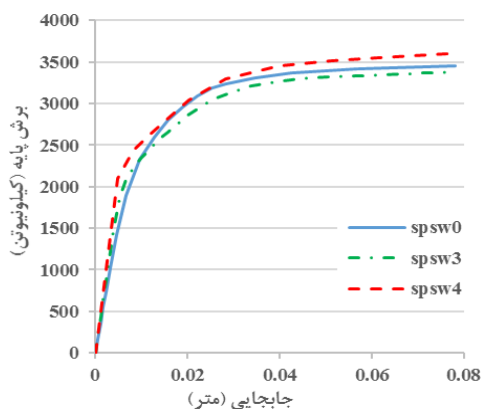
شکل ۱۵- خواص مکانیکی مصالح ST52 و ST37

۶- بارگذاری

در تحقیق حاضر جهت مقایسه پاسخ نمونه‌ها به بار جانبی، تاریخچه بارگذاری در دو حالت بارگذاری چرخه‌ای و بارگذاری خطی فزاینده، به مدل‌ها اعمال می‌شود. شکل (۱۶) تاریخچه بارگذاری خطی فزاینده و شکل (۱۷) تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای را نشان می‌دهد.

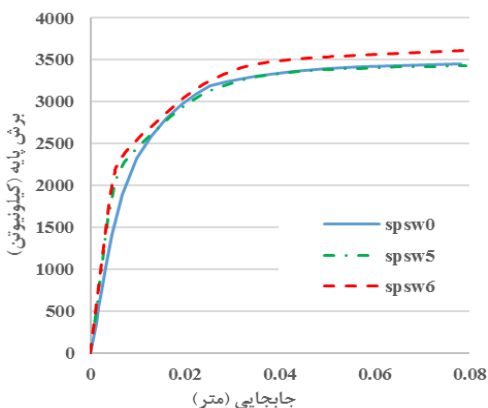


شکل ۱۶- تاریخچه بارگذاری خطی فزاینده



شکل ۱۹- مقایسه منحنی پوش‌آور نمونه‌های spsw0، spsw3 و spsw4

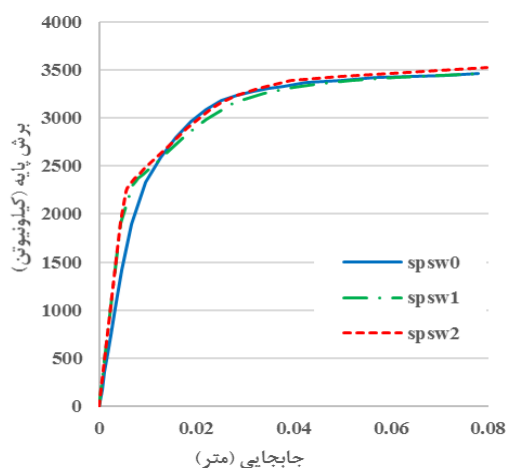
ملاحظه‌ای بیشتر از نمونه‌های spsw0 و spsw5 است. مقاومت نمونه spsw5 نیز کمتر از مقاومت نمونه سخت‌نشده است. سختی اولیه دو نمونه spsw5 و spsw6 نزدیک به هم و بیشتر از سختی اولیه نمونه سخت‌نشده است. منحنی پوش‌آور دو نمونه spsw5 و spsw6 به دلیل تسلیم برشی بخش‌هایی از دیوار پرکننده، دچار یک تغییر شیب اولیه می‌شود و سپس به دلیل کماتش کلی دیوار پرکننده یک تغییر شیب کلی روی هر سه نمونه اتفاق می‌افتد.



شکل ۲۰- مقایسه منحنی پوش‌آور نمونه‌های spsw0، spsw5 و spsw6

منحنی پوش‌آور نمونه‌ها با استفاده از روش استاندارد ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود آمریکا ایده‌آل‌سازی شد و پارامترهای سختی اولیه، سختی موثر، مقاومت تسلیم و مقاومت در تغییر مکان هدف از آن استخراج گردید [۱۲]. پارامترهای لرزه‌ای مذکور برای نمونه‌های مختلف در جداول (۲) و (۳) نمایش داده شده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

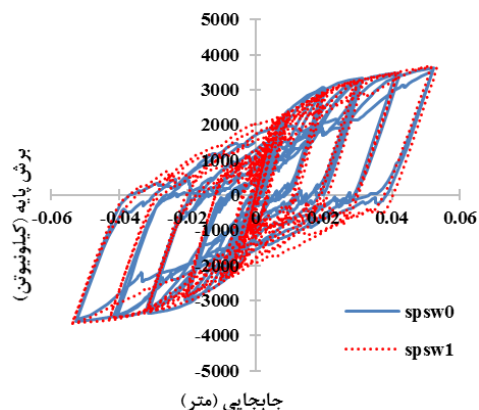
شکل (۱۸) منحنی پوش‌آور نمونه‌های spsw1 و spsw2 که سخت‌کننده قائم دارند را در مقایسه با منحنی پوش‌آور نمونه spsw0 نشان می‌دهد. براساس این شکل در جابجایی‌های بزرگ، مقاومت نمونه spsw2 بیشتر از مقاومت نمونه spsw1 و مقاومت نمونه spsw1 کمی بیشتر از نمونه spsw0 است. همچنین سختی اولیه که شیب خط مماس به منحنی در جابجایی‌های بسیار کوچک است، در دو نمونه spsw1 و spsw2 از سختی اولیه نمونه spsw0 بیشتر است. اولین تغییر شیب واضح موجود در منحنی پوش‌آور دو نمونه spsw1 و spsw2 به دلیل تسلیم برشی بخش‌هایی از دیوار پرکننده روی می‌دهد و تغییر شیب دوم که روی هر سه نمونه مشاهده می‌گردد نیز به دلیل کماتش کلی دیوار پرکننده اتفاق می‌افتد.



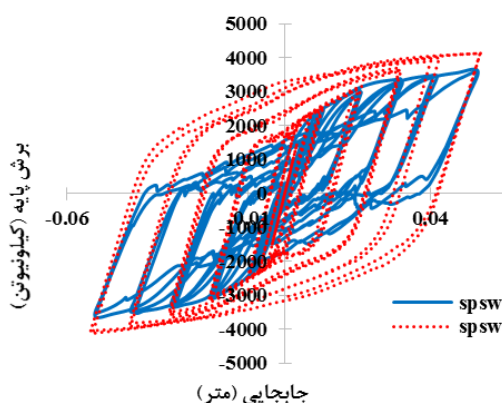
شکل ۱۸- مقایسه منحنی پوش‌آور نمونه‌های spsw0، spsw1 و spsw2

مطابق شکل (۱۹) مقاومت نمونه spsw3 از مقاومت نمونه سخت‌نشده کمتر است اما مقاومت نمونه spsw4 که شکل جدید پیشنهادی برای نمونه spsw3 است، به طور قابل توجهی از مقاومت هر دو نمونه spsw0 و spsw3 بیشتر است. سختی اولیه نمونه spsw4 نیز از سختی اولیه نمونه‌های spsw3 و spsw0 بیشتر و سختی نمونه spsw3 نیز از سختی نمونه spsw0 بیشتر است. ابتدا در منحنی پوش‌آور دو نمونه spsw3 و spsw4 به دلیل تسلیم برشی بخش‌هایی از دیوار پرکننده، یک تغییر شیب روی می‌دهد و سپس به دلیل کماتش کلی دیوار پرکننده یک تغییر شیب کلی روی هر سه نمونه اتفاق می‌افتد. مقایسه منحنی پوش‌آور سه نمونه spsw0، spsw5 و spsw6 در شکل (۲۰) نشان می‌دهد که مقاومت نمونه spsw6 که نمونه‌ی با شکل جدید پیشنهادی است به طور قابل

فشرده‌گی در آن دیده نمی‌شود و دچار پدیده پینچینگ نگردیده است.



شکل ۲۱- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw1



شکل ۲۲- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw2

مقایسه منحنی هیستریزس دو نمونه spsw3 و spsw4 با منحنی هیستریزس نمونه spsw0 در شکل (۲۳) و (۲۴) نمایش داده شده است. منحنی هیستریزس نمونه spsw3 نیز در نقطه اوج تقریباً منطبق بر منحنی هیستریزس نمونه سخت نشده است و در منحنی هیستریزس این دو نمونه فشرده‌گی وجود دارد که نشانه پدیده پینچینگ است. منحنی هیستریزس نمونه spsw4 در همه نقاط از جمله نقطه اوج کاملاً بالاتر از منحنی هیستریزس نمونه سخت نشده قرار دارد و کاملاً دوکی شکل بوده و پدیده پینچینگ در آن دیده نمی‌شود اما سطح حلقه‌ها به نسبت منحنی هیستریزس نمونه spsw1 کمتر است.

مطابق شکل (۲۵) و (۲۶) نمونه spsw5 نیز دارای منحنی هیستریزیسی تقریباً مشابه منحنی هیستریزس نمونه سخت نشده می‌باشد و نقطه اوج این دو منحنی منطبق بر هم است. نمونه spsw6 که در واقع شکل جدید پیشنهادی نمونه spsw5 است

جدول ۲- تغییرات سختی نمونه‌های سخت شده نسبت به نمونه

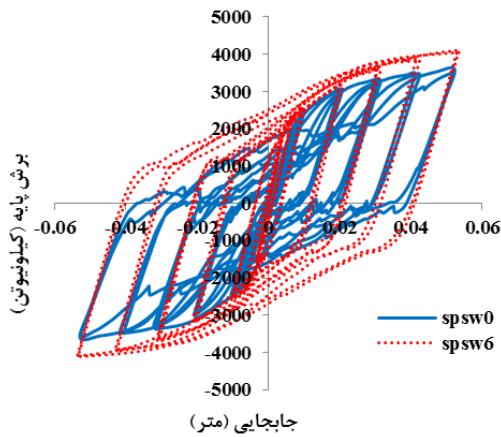
نمونه	سخت نشده		سخت شده	
	درصد بهبود سختی اولیه (MN/m)	درصد بهبود سختی موثر (MN/m)	درصد بهبود سختی اولیه	درصد بهبود سختی موثر
SPSW0	۳۱۱	۲۹۲	-	-
SPSW1	۴۳۱	۴۲۸	۳۸	۴۶
SPSW2	۴۳۵	۴۳۴	۴۰	۴۸
SPSW3	۳۶۹	۳۵۶	۱۹	۲۲
SPSW4	۴۳۵	۴۳۳	۴۰	۴۸
SPSW5	۴۳۸	۴۲۶	۴۱	۴۶
SPSW6	۴۵۸	۴۵۷	۴۷	۵۶

جدول ۳- تغییرات مقاومت نمونه‌های سخت شده نسبت به نمونه

نمونه	سخت نشده		سخت شده	
	مقاومت تسلیم (kN)	درصد تغییر مکان هدف	مقاومت در تغییر مکان هدف (kN)	درصد بهبود مقاومت تسلیم
SPSW0	۲۹۵۰	-	۳۴۴۶	-
SPSW1	۲۹۰۰	۱/۷-	۳۴۹۴	۱/۴
SPSW2	۲۹۳۰	۰/۷-	۳۵۱۴	۲/۰
SPSW3	۲۹۰۰	۱/۷-	۳۴۱۹	۰/۸-
SPSW4	۲۹۵۰	۰	۳۵۶۶	۳/۵
SPSW5	۲۹۳۰	۰/۷-	۳۴۳۰	۰/۵-
SPSW6	۲۹۷۰	۰/۷	۳۵۴۰	۲/۷

۲-۷- چرخه هیستریزس نمونه‌ها

شکل (۲۱) و (۲۲) مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw1 و spsw2 را با چرخه هیستریزس نمونه spsw0 نمایش می‌دهد. منحنی هیستریزس نمونه spsw1 در نقطه اوج تقریباً منطبق بر منحنی هیستریزس نمونه spsw0 بوده و فقط در جابجایی‌های کوچک، کمی در بالاتر قرار گرفته است که این موضوع نشان می‌دهد سختی و مقاومت اولیه نمونه spsw1 کمی بیشتر است. منحنی هیستریزس نمونه spsw2 کاملاً دوکی شکل بوده و در همه نقاط بالاتر از منحنی هیستریزس نمونه spsw0 قرار گرفته که نشان‌دهنده سختی و مقاومت بیشتر نمونه spsw2 در تمام مراحل بارگذاری است. در منحنی هیستریزس دو نمونه spsw0 و spsw1 کمی فشرده‌گی مشاهده می‌شود که می‌تواند نشان‌دهنده پدیده پینچینگ^{۱۴} باشد. در حالی که منحنی هیستریزس نمونه spsw2 کاملاً دوکی شکل بوده و هیچ اثری از



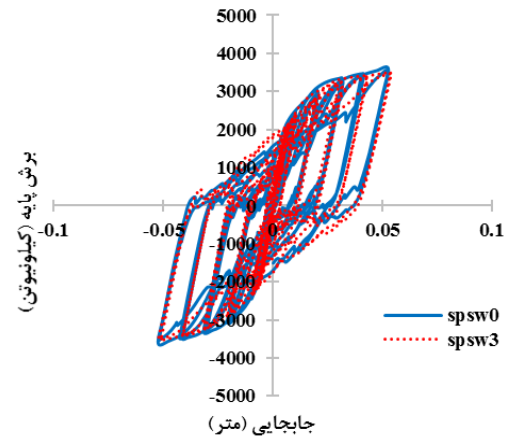
شکل ۲۶- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw6

مقایسه منحنی هیستریزس نمونه‌ها نشان می‌دهد که استفاده از سخت‌کننده باعث می‌شود سطح حلقه‌های هیستریزس بیشتر شده و جذب انرژی در اثر تغییر شکل‌های پلاستیک بیشتر شود. استفاده از شکل جدید پیشنهادی دیوار برشی فولادی باعث می‌شود سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی و در نتیجه مساحت حلقه‌های هیستریزس به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته و جذب انرژی پلاستیک بیشتر می‌شود.

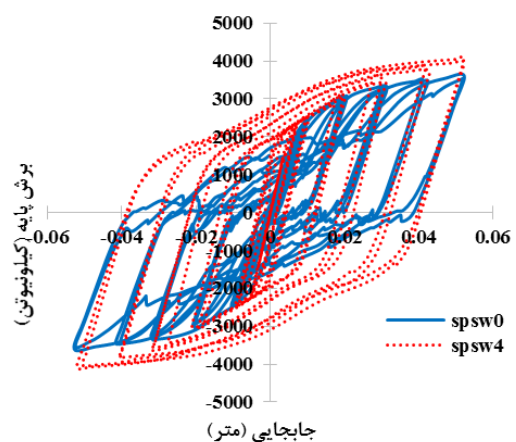
۷-۳- جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها

شکل (۲۷) نمودار جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها در طول بارگذاری چرخه‌ای را مقایسه کرده است. مطابق شکل تمام نمونه‌های سخت‌شده انرژی پلاستیک بیشتری نسبت به نمونه سخت‌نشده جذب کرده‌اند و نمونه spsw2 نیز بیشترین جذب انرژی پلاستیک را نشان می‌دهد. جذب انرژی نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی به مراتب بیشتر از جذب انرژی دیگر نمونه‌ها است که دلیل آن بیشتر بودن سختی و مقاومت این نمونه‌ها و در نتیجه افزایش سطح زیر منحنی تنش-کرنش یا افزایش سطح حلقه‌های هیستریزس این نمونه‌ها است.

در جدول (۴) مقدار جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها طی بارگذاری چرخه‌ای نشان داده شده است. بیشترین جذب انرژی پلاستیک تجمعی مربوط به نمونه spsw2 است که ۲۹۴۸ کیلوژول انرژی جذب کرده است که این عدد ۱۲۶ درصد افزایش جذب انرژی نسبت به نمونه spsw0 و ۶۵ درصد افزایش جذب انرژی نسبت به نمونه spsw1 را نشان می‌دهد. همه نمونه‌های سخت‌شده انرژی بیشتری نسبت به نمونه سخت‌نشده جذب کردند و همه نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی عملکرد بهتری نسبت به نمونه‌های سخت‌شده معمولی معادل خود نشان دادند.

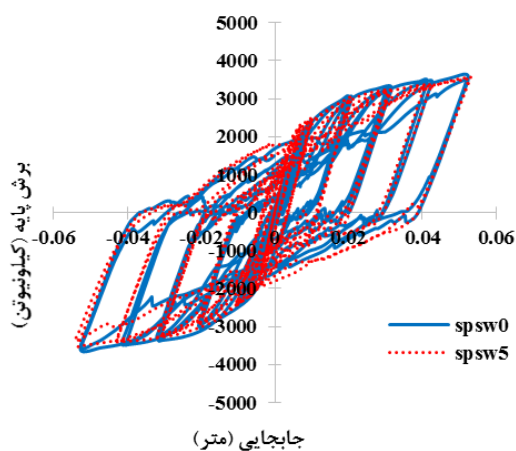


شکل ۲۳- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw3

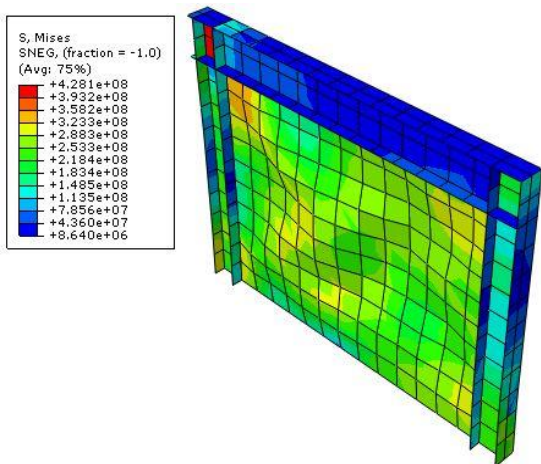


شکل ۲۴- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw4

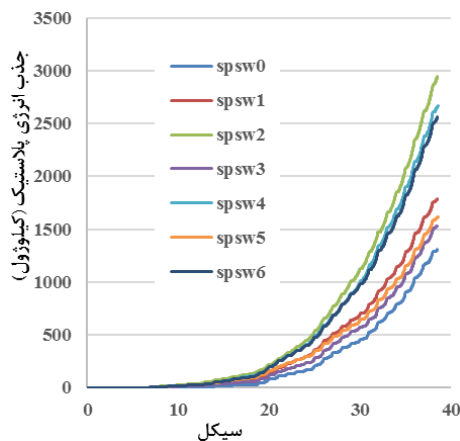
دارای منحنی هیستریزس دوکی شکل است و در نقطه اوج و تمام نقاط دیگر سختی و مقاومت آن بیشتر از نمونه‌های spsw0 و spsw5 است.



شکل ۲۵- مقایسه چرخه هیستریزس نمونه‌های spsw0 و spsw5



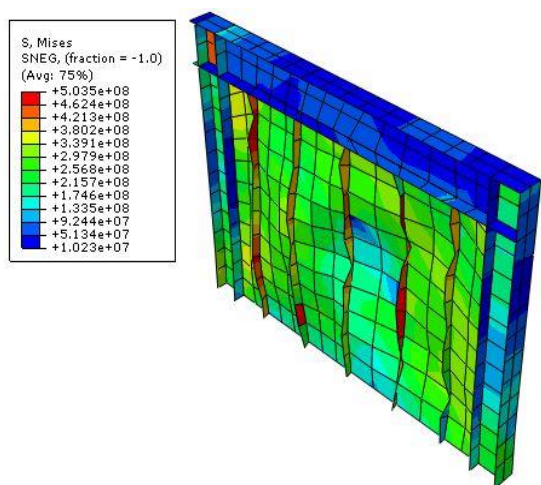
شکل ۲۸- نحوه توزیع تنش و تغییرشکل در نمونه spsw0



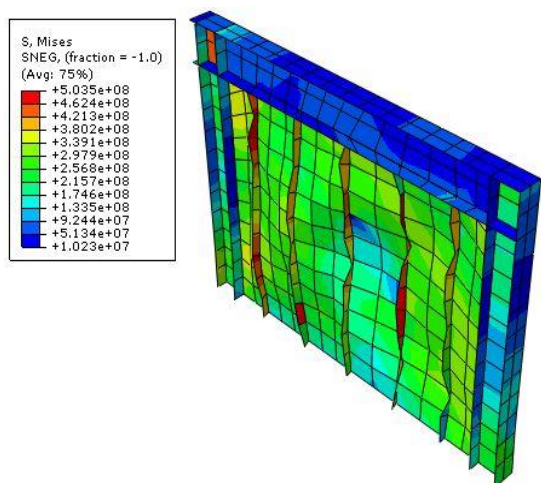
شکل ۲۷- مقایسه نمودار جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها

جدول ۴- جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها در طول بارگذاری چرخه‌ای و درصد بهبود آنها

درصد بهبود	انرژی جذب شده (kJ)	نمونه
-	۱۳۰۴	SPSW0
۳۷	۱۷۸۵	SPSW1
۱۲۶	۲۹۴۸	SPSW2
۱۷	۱۵۳۳	SPSW3
۱۰۴	۲۶۶۵	SPSW4
۲۳	۱۶۱۱	SPSW5
۹۶	۲۵۶۰	SPSW6



شکل ۲۹- نحوه توزیع تنش و تغییرشکل در نمونه spsw1



شکل ۳۰- نحوه توزیع تنش و تغییرشکل در نمونه spsw2

۷-۴- مقایسه توزیع تنش و نمیزس و تغییرشکل نمونه‌ها

شکل‌های (۲۸) تا (۳۰) توزیع تنش و نمیزس و تغییرشکل خارج از صفحه نمونه‌های spsw0، spsw1 و spsw2 را نشان می‌دهد. مطابق انتظار، در نمونه با شکل جدید پیشنهادی، تغییرشکل خارج از صفحه کمتری ایجاد شده است که دلیل آن افزایش ممان اینرسی حول محور خارج از صفحه و در نتیجه افزایش سختی خارج از صفحه این نمونه است. همچنین شکل (۳۰) نشان می‌دهد که در نمونه با شکل جدید پیشنهادی دیوار پرکننده فولادی تحت تنش بیشتری قرار دارد و مناطق بیشتری از آن تسلیم می‌شود و بدین ترتیب انرژی بیشتری جذب می‌کند. این دو پدیده، یعنی کاهش تغییرشکل خارج از صفحه و افزایش سطح ناحیه تسلیم شده دیوار پرکننده در دیگر نمونه‌ها با شکل جدید پیشنهادی نیز اتفاق افتاد.

۸- نتیجه گیری

نتایج حاصل از تحقیق حاضر عبارتند از:

۱- سختی همه نمونه‌ها نسبت به نمونه سخت‌نشده افزایش یافت. سختی نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی نسبت به سختی نمونه‌های سخت‌شده معمولی معادل خود نیز افزایش قابل توجهی نشان می‌دهد. بیشترین افزایش سختی مربوط به نمونه spsw6 است که سختی اولیه و موثر آن به ترتیب ۴۷ و ۵۶ درصد نسبت به سختی اولیه و موثر نمونه spsw0 افزایش پیدا کرده است.

۲- مقاومت نمونه‌های سخت‌شده و نمونه سخت‌نشده اختلاف زیادی با یکدیگر ندارند و نمونه spsw4 بیشترین افزایش مقاومت نسبت به نمونه سخت‌نشده را با ۳/۵ درصد افزایش نشان می‌دهد. مقاومت (چه مقاومت تسلیم و چه مقاومت در تغییر مکان هدف) همه نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی شامل spsw2، spsw4 و spsw6 از مقاومت نمونه سخت‌نشده و همچنین نمونه‌های سخت‌شده معادل خود بیشتر است.

۳- منحنی هیستریزس نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی کاملاً دوکی‌شکل بوده و بالاتر از منحنی هیستریزس نمونه spsw0 و نمونه‌های سخت‌شده معمولی قرار گرفته که نشان دهنده سختی و مقاومت بیشتر نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی در تمام مراحل بارگذاری چرخه‌ای است. در منحنی هیستریزس نمونه‌های سخت‌نشده و سخت‌شده معمولی کمی فشردگی مشاهده می‌شود که می‌تواند نشان دهنده پدیده پینچینگ باشد در حالی که منحنی هیستریزس نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی کاملاً دوکی‌شکل بوده و هیچ اثری از فشردگی در آن دیده نمی‌شود و دچار پدیده پینچینگ نگردیده است.

۴- همه نمونه‌های سخت‌شده انرژی بیشتری نسبت به نمونه سخت‌نشده جذب کردند و همه نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی عملکرد بهتری نسبت به نمونه‌های سخت‌شده معمولی معادل خود نشان دادند. بیشترین جذب انرژی پلاستیک تجمعی مربوط به نمونه spsw2 است که ۲۹۴۸ کیلوژول انرژی جذب کرده است و این عدد ۱۲۶ درصد

پی نوشت

افزایش جذب انرژی نسبت به نمونه spsw0 و ۶۵ درصد افزایش جذب انرژی نسبت به نمونه spsw1 را نشان می‌دهد. ۵- در نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی تغییر شکل خارج از صفحه دیوار پرکننده کاهش یافته و تنش و نمیزس در این نمونه‌ها توزیع بهتری دارد و بنابراین در نمونه‌های با شکل جدید پیشنهادی استفاده بهینه‌تری از مصالح صورت می‌گیرد.

۹- مراجع

- [1] Guo, H.C., Hao, J.P. and Liu, Y.H. (2015), "Behavior of stiffened and unstiffened steel plate shear walls considering joint properties", *Thin-Walled Structures*, Vol. 97, pp. 53-62.
- [2] Zirakian, T. and Zhang, J. (2015), "Structural performance of unstiffened low yield point steel plate shear walls", *Journal of Constructional steel research*, Vol. 112, pp. 40-53.
- [3] Sabouri-Ghomi, S., Ahouri, E., Sajadi, R., Alavi, M., Roufegarnejad, A. and Bradford, M.A. (2012), "Stiffness and strength degradation of steel shear walls having an arbitrarily-located opening", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 79, pp. 91-100.
- [4] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of constructional steel research*, Vol. 75, pp. 152-159.
- [5] Chen, S.J. and Jhang, C. (2011), "Experimental study of low-yield-point steel plate shear wall under in-plane load", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 977-985.
- [6] صبوری قمی، س. و قلهکی، م. (۱۳۸۷)، "اثر اتصال تیر به ستون بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی"، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.
- [7] Aastaneh-Asl, A. (2002), "Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls", *Steel TIPS Report*, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, USA.
- [8] Wang, M., Shi, Y., Xu, J., Yang, W. and Li, Y. (2015), "Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall structures", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 373-386.
- [9] AISC, ANSI/AISC341-16, (2016), "Seismic provisions for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction Inc. Chicago, Illinois, USA.
- [10] DIN17100/Steels for General Structural Purposes, (1987), Carbon and low alloy steel EN10025 St37-2 steel plate.
- [11] ATC-24, (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, National Center for Earthquake Engineering Research, CA, USA, pp. 9-12.
- [12] ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, (2017), seismic evaluation and retrofit of existing building, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

⁸ Von Mises

⁹ 3-D Shell

¹⁰ Infill wall

¹¹ Ultrasonic welding

¹² Resistance welding

¹³ Property

¹⁴ Pinching

¹ Moment of inertia

² Finite element model

³ Monotonic load

⁴ Cyclic load

⁵ Nonlinear static analysis

⁶ Pushover curve

⁷ Hysteresis curve



بهسازی لرزه‌ای اتصال خمشی تیر به ستون مزدوج I شکل با استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل

محمد رضا ایوبی^۱، محمد سهیل قبادی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

* قزوین، صندوق پستی ۹۶۸۱۸-۳۴۱۴۸، msglobal@eng.ikiu.ac.ir

چکیده

در مقاله پیش‌رو به مقاوم‌سازی اتصالات خمشی WFP در ستون‌های مزدوج با ورق پوشش سراسری از طریق ارائه روش طراحی و دیتیل مقاوم‌سازی پرداخته شده است. از مشکلات اتصال مذکور، کیفیت نامطلوب جوش شیار با نفوذ کامل در محل اتصال ورق روسری به ورق پوشش ستون و یا استفاده از جوش گوشه یک طرفه با مقاومت ناکافی، کماتش خارج از صفحه ورق پوشش ستون در تراز اتصال تیر به ستون و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای نامناسب و رفتار نیمه صلب آن می‌باشد. از این رو سعی شد با استفاده از مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی مزایای مقاوم‌سازی این اتصال معیوب به کمک سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل مورد ارزیابی قرار گیرد. به همین منظور نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود بر مبنای روش طراحی پیشنهادی ساخته شد و رفتار چرخه‌ای آن، پتانسیل گسیختگی جوش اتصال و حالت شکست آن تحت بار چرخه‌ای با نمونه معیوب مقایسه شد. نتایج نشان داد که طرح پیشنهادی ضمن آنکه در گروه اتصالات کاملاً صلب طبقه‌بندی می‌شود مقاومت و شکل‌پذیری لازم برای پذیرش شرایط قاب خمشی ویژه مطابق با آیین‌نامه AISC را دارد. با انجام آنالیز حساسیت بر روی سخت‌کننده تی شکل از طریق تغییر ابعاد آن و بررسی شاخص‌های خسارت صحت روش طراحی پیشنهادی اثبات گردید. بررسی‌ها نشان داد روش مقاوم‌سازی مذکور روشی مناسب برای اتصال معیوب معرفی شده می‌باشد.

واژگان کلیدی

ستون دوبل، سخت‌کننده‌های تی شکل، رفتار لرزه‌ای، شکست جوش، منحنی هیستریزس

The seismic retrofitting of moment connection beam to double-I column by T-stiffeners

M.R. Ayoubi, M.S. Ghobadi

Abstract

In the present paper, the retrofitting of welded moment connections with welded flange plate (WFP) in Double-I built-up columns with overall cover plate is discussed by presenting the design method and retrofitting details. The problems of above-mentioned connection include the unfavorable quality of groove weld with full penetration at the connection of the flange plate and the column cover plate, or in worse conditions, using one-sided fillet weld with insufficient strength, the out-of-plane buckle of the column cover plate at the level of the beam-to-column connection, and as a result, its inappropriate seismic performance and its partially restrained behavior. Thus, it was tried to evaluate the advantages of strengthening this defective connection with the help of T-stiffeners using analytical and experimental studies. For this purpose, the experimental test and the finite elements model were made based on the proposed design method, and its cyclical behavior, rupture potential of weld connection, and failure mode under cyclical load were compared with the defective sample. The results indicated that the proposed design, while being classified in the group of fully restrained connections, has the necessary strength and ductility to accept the conditions of the special moment-resisting frame according to the AISC. By performing a sensitivity analysis on the T-stiffener by changing its dimensions and examining the damage indices, the accuracy of the proposed design method was proved. The examinations indicated that the aforementioned retrofitting method is a proper method for the introduced defective connection.

Keywords

Double-I column, T-stiffeners, Seismic performance improvement, Fracture of weld, Hysteresis curve

اتصالات جوشی تیر به ستون در سازه‌های فلزی با قاب خمشی در طول زلزله نورتیرج^۱ دچار خرابی‌هایی شدند که رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی استفاده شده را زیر سؤال برد. مشاهدات حاکی از خرابی‌های گسترده اتصالات جوشی در طیف وسیعی از سازه‌ها از جمله ساختمان‌های جدید و قدیمی، سازه‌های کوتاه و بلندمرتبه می‌شد [۱]. عوامل متعددی در جهت تعیین رفتار مناسب اتصالات جوشی دخیل هستند؛ برخی از متغیرها همچون قدرت حرکات زمین، مفروضات و جزئیات طراحی، خصوصیات مصالح، ساز و کار عملکرد اتصال و شیوه‌های بازرسی جوش به عنوان مؤثرترین عوامل بیان شدند [۲]. اما در بین این عوامل، مفروضات و جزئیات طراحی، به عنوان مهم‌ترین معیار نقص آیین‌نامه‌ها، به ویژه در مورد شکل‌پذیری در نظر گرفته شده بود. علاوه بر این تشکیل مفصل پلاستیک در وجه ستون و ضعف جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP)^۲ سبب شکست ترد در ناحیه جوش اتصال تیر به ستون شده بود. از این رو تحقیقات گسترده‌ای در مورد مقاوم‌سازی اتصالات خمشی پیش از زلزله نورتیرج با سخت‌کننده جانبی جهت غلبه بر مشکلات آنها انجام شد.

Ting و همکارانش [۳] به تحلیل انواع مختلف سخت‌کننده خارجی از طریق مطالعات عددی پرداختند و به این نتیجه رسیدند که سخت‌کننده تی روشی کارآمد برای مقاوم‌سازی است که می‌تواند از تمرکز تنش جلوگیری کند و صلبیت اتصال را بهبود بخشد. آنها سعی کردند بیشتر بر روی رفتار این روش از مقاوم‌سازی تمرکز کنند، بنابراین در مقاله‌ای دیگر [۴]، نمونه‌های آزمایشگاهی سخت‌کننده داخلی و خارجی را با تأکید بر سخت‌کننده تی آزمایش کردند. شکل‌پذیری اتصالات با سخت‌کننده تی قابل توجه بود. علاوه بر این ارائه روش طراحی به منظور تعیین ابعاد سخت‌کننده تی ضروری بود. بنابراین انطباق مناسبی بین رفتار چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود حاصل شد [۵]. علاوه بر این برخی نتایج قابل توجه از مدل‌های عددی سخت‌کننده تی همچون الگوی بازتوزیع تنش‌ها از بال‌های تیر و ستون به جان‌های ستون به دست آمد [۶]. لازم به ذکر است که همه این تحقیقات در حضور ستون جعبه‌ای انجام شده است. **Shin** و همکارانش [۷] سخت‌کننده تی و تیر **RBS**^۳ را در برنامه آزمایشگاهی خود با ساخت هفت اتصال **CFT**^۴ تیر به ستون ترکیب کردند و مورد مطالعه قرار دادند. هدف اصلی استفاده از **RBS** کاهش پتانسیل ترک در نوک قسمت افقی سخت‌کننده تی و بهبود شکل‌پذیری

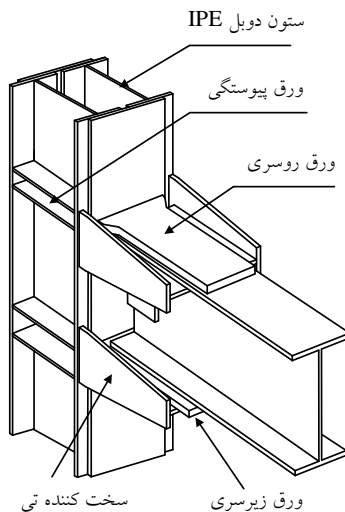
اتصال بود. با آنکه توزیع ترک در برخی نمونه‌ها رخ داد، اما با این وجود صلاحیت پذیرش شرایط قاب خمشی ویژه بر اساس آیین‌نامه **AISC** [۸] در آن اتصالات ارضا شد. لازم به ذکر است که برخی از مطالعات اخیر [۹ و ۱۰] بر روی اتصالات **WFP**^۵ به منظور ارتقاء رفتار این اتصالات انجام شده است. **Ghobadi** و همکارانش [۱۱] تلاش کردند با مقایسه جوش‌های شیاری با نفوذ کامل (**CJP**) و جوش‌های گوشه، مشکلات مربوط به جوش سخت‌کننده تی به تیر را برطرف کنند. آنها با مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در دو اتصال با جوش گوشه و شیاری با نفوذ کامل به این نتیجه رسیدند که جوش گوشه می‌تواند سبب کاهش پتانسیل شروع ترک در نزدیکی منطقه متأثر از حرارت (**HAZ**)^۶ شود. علاوه بر این به منظور کاهش مقاومت برشی در المان افقی سخت‌کننده، محدودیت‌های معیار طراحی معرفی شد. در نهایت **Shiravand** و **Deylami** [۱۲] رفتار ساز و کار انتقال نیرو در اتصال خمشی دو طرفه، با سخت‌کننده تی را مورد مطالعه قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که استفاده از ورق مضاعف در چشمه اتصال می‌تواند به مقاومت تیر کمک کند تا افت مقاومت و اتلاف انرژی زیاد را تجربه نکند.

گسیختگی مصالح فولادی بر اثر تمرکز تنش و کرنش، شکست ترد و یا شکل‌پذیر در نقاط بحرانی اتصالات، از پدیده‌های مهم می‌باشد که می‌تواند بر عملکرد کلی اتصال تأثیر منفی بگذارد. به منظور ارزیابی دقیق رفتار مصالح در نقاط بحرانی اجزای اتصال از شاخص‌های تنش و کرنش و یا ترکیبی از آنها تحت عنوان شاخص گسیختگی استفاده می‌شود. به همین منظور شاخص گسیختگی در یک پژوهش با موضوع خواص مصالح فولادی مطرح [۱۳] و پس از آن محققان دیگر [۱۴] از این شاخص برای بررسی پتانسیل شکست نقاط بحرانی اتصالات بهره بردند. **Faroughi** و **Ghobadi** [۱۵] با بررسی شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی در مطالعات پارامتریک خود به تأثیر تعداد و ضخامت سخت‌کننده‌ها بر بال ستون پرداختند. **Mirzaie** و همکارانش [۱۶] نیز در مطالعه جدید خود با مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در خطوط بحرانی مشخص به ارزیابی پاسخ رفتار اتصال برای بررسی کارایی روش طراحی پیشنهادی پرداختند.

از ستون‌های دابل ساخته شده از پروفیل‌های **IPE** به عنوان ستون فولادی در کشور ایران برای ساختمان‌های کوتاه بسیار استفاده می‌شود. این نوع ستون فولادی معمولاً شامل دو مقطع **IPE** و دو ورق پوشش در بالا و پایین مقطع ستون ساخته شده



قاب‌های خمشی ویژه برای کنترل نتایج استفاده می‌شود. علاوه بر این بررسی جزئیات روش طراحی سخت‌کننده تی و تأثیر ابعاد قسمت‌های مختلف آن بر رفتار اتصال به منظور پیشنهاد ابعاد بهینه آن و اثبات صحت روش طراحی بررسی می‌شود؛ به منظور اعتبارسنجی مطالعات عددی به روش اجزاء محدود، منحنی‌های هیستریزس و توزیع تنش هر دو نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی با هم مقایسه می‌شوند. در این مطالعات پتانسیل شکست جوش اتصال ورق روسری به ورق پوشش ستون و کنترل الزامات آیین‌نامه AISC [۲۲] در مورد پذیرش اتصال در قاب خمشی ویژه از معیارهای اصلی کنترل نتایج هستند. در نهایت بررسی‌های پارامتریک به منظور انتخاب محدوده قابل قبول پارامترهای طراحی سخت‌کننده تی شکل با استفاده از شاخص‌های خسارت جوش اتصال سخت‌کننده به بال تیر و ستون استفاده گردید.

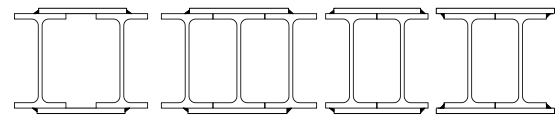


شکل ۲- جزئیات شماتیک اتصال WFP مقاوم‌سازی شده

۲- روش طراحی سخت‌کننده جانبی تی شکل

اتصالات خمشی WFP از جمله اتصالات پیش‌تأیید شده پس از زلزله نورتریج می‌باشد که مراحل طراحی آن در دستورالعمل FEMA-355D بیان شده است [۲۳]. طول و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری بر اساس زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی مورد انتظار تیر محاسبه می‌شود. به منظور انتقال صحیح نیروها، از جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP) برای اتصال این ورق‌ها به ستون استفاده می‌شود. بنابراین کیفیت مناسب جوش نقش مؤثری در رفتار صحیح اتصال به عنوان حساس‌ترین بخش در انتقال نیروها دارد. بر همین اساس، یک نمونه معیوب آزمایش

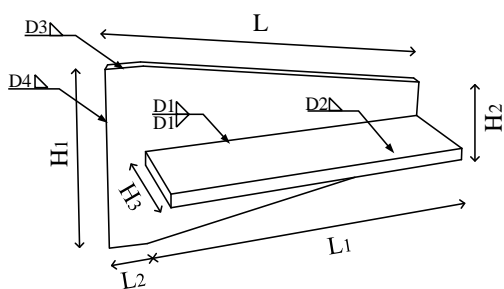
می‌باشد که در شکل (۱) نشان داده شده است. مطالعات کمی بر اساس اتصالات صلب به این نوع ستون موجود است. با توجه به اینکه ستون‌های ساخته شده به این روش تشکیل مقطع جدار نازک بسته می‌دهند، همانند ستون‌های جعبه‌ای رفتار می‌کنند. چالش‌های اصلی اتصالات خمشی فولادی با این ستون، هندسه اتصال صلب انتخابی و دیتیل مورد نیاز برای مقاوم‌سازی این اتصالات می‌باشد. در صورت اجرای معیوب جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال صلب، شکست ترد جوش ورق روسری اتفاق می‌افتد که نیاز به مقاوم‌سازی دارد ولی هندسه خاص ستون دیتیل خاصی نیاز دارد تا بتواند صلبیت اتصال را تأمین کند. رفتار انعطاف‌پذیر ورق پوشش ستون در انتقال نیروهای بال تیر به ستون نیز به پیچیدگی دیتیل مورد نیاز می‌افزاید. این در حالیست که در طراحی نیاز به صلبیت کامل برای استفاده در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه دارد. در این زمینه تحقیقی توسط Mazroi و همکارانش [۱۷] صورت گرفت که عملکرد نیمه صلب اتصالات تیر I به ستون دابل به سبب تغییر شکل بیش از اندازه ورق پوشش ستون حاصل شد. سپس Yakhchalian و Deylami [۱۸ و ۱۹] رفتار چرخه‌ای اتصال دو طرفه تیر I به ستون دابل را مورد ارزیابی قرار دادند و سعی کردند جزئیات جدیدی را با استفاده از صفحات جانبی با عمق کامل به شکل مستطیل برای جلوگیری از تغییر شکل زیاد ورق‌های پوششی و شکست ترد جوش‌ها پیشنهاد دهند.



شکل ۱- ستون‌های دابل I ساخته شده با صفحات پوششی

برخی تحقیقات دیگر [۲۰ و ۲۱] برای مدل‌سازی رفتار چشمه اتصال در ستون‌های ساخته شده دابل و با استفاده از ماهیچه برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی انجام شده است.

هدف اصلی این تحقیق ارائه جزئیات مقاوم‌سازی و روش طراحی عناصر سخت‌کننده تی شکل در یک اتصال خمشی WFP معیوب متصل شده به ستون‌های دابل ساخته شده با ورق‌های پوشش است (شکل (۲)). در این راستا ابتدا روش طراحی سخت‌کننده تی شکل برای مقاوم‌سازی اتصال ارائه شده، تشریح و سپس نمونه آزمایشگاهی به عنوان مرجع بررسی برنامه ریزی می‌گردد که از الزامات آیین‌نامه AISC [۲۲] برای اتصالات



شکل ۴- هندسه سخت‌کننده تی شکل

خرابی حالت سوم منجر به اتلاف انرژی شکل‌پذیر تیر می‌شود و سایر حالت‌های خرابی نباید در اتصالات خمشی رخ دهد. ضلع افقی سخت‌کننده تی شکل دارای تنش‌های برشی و خمشی است و ضلع عمودی نیروها را به صورت کششی به ستون منتقل می‌کند. بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی‌های برشی و کششی در ضلع عمودی و افقی باید معیارهای طراحی سخت‌کننده به گونه‌ای باشد که حاشیه ایمنی را برای رفتار مطلوب اضلاع افقی و عمودی آن فراهم کند. از این رو لازم است تا کنترل‌های لازم برای جلوگیری از گسیختگی هر قسمت از سخت‌کننده و جوش‌های مرتبط با آن بر اساس رابطه (۱) تا (۶) انجام پذیرد.

$$\tau_{max} = 1.5 \frac{T}{t_h L_1} \leq 0.9 \times 0.6 F_y \times C_v \quad (1)$$

کنترل ضلع افقی سخت‌کننده برای تنش برشی

$$\sigma_{max} = \frac{6TH_3}{t_h L_1^2} \leq 0.9 \times F_y \quad (2)$$

کنترل ضلع افقی سخت‌کننده در خمش

$$f = \sqrt{3\tau_{max}^2 + \sigma_{max}^2} = \frac{T}{t_h L_1} \sqrt{\frac{36H_3^2}{L_1^2} + 6.75} \leq F_y \quad (3)$$

کنترل تنش صفحه‌ای

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_2 \quad (4)$$

کنترل جوش گوشه اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_1 \quad (5)$$

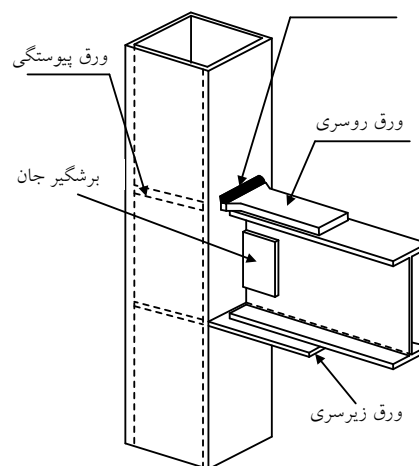
کنترل جوش گوشه دو طرفه

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.9 \times F_y t_v H_1 \quad (6)$$

کنترل ضلع عمودی سخت‌کننده در کشش

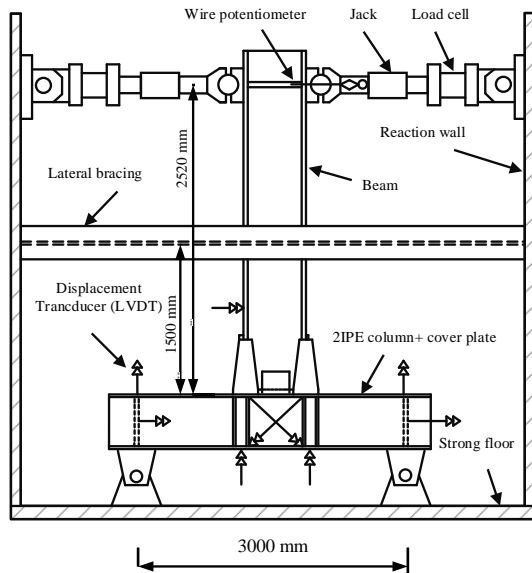
شده توسط Ghobadi و همکارانش [۲۴] مبنای مقاوم‌سازی برای اتصال معیوب قرار گرفت. مطابق با شکل (۳) نمونه ساخته شده یک اتصال WFP با جوش معیوب در حضور ستون جعبه‌ای بود و این موضوع به عنوان نقصی که رفتار لرزه‌ای اتصال را به عنوان یک اتصال خمشی با شکل‌پذیری ویژه تحت الشعاع قرار می‌دهد در نظر گرفته شد.

جوش گوشه یک طرفه با مقاومت کم یا شیاری با نفوذ ناقص



شکل ۳- جزئیات شماتیک اتصال WFP با جوش معیوب

استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل می‌تواند مشکلات عملکرد غیرقابل قبول لرزه‌ای و کمانش‌های خارج از صفحه ورق پوشش در ستون‌های دوپل را برطرف نماید. عضو مذکور نیروها را به صورت مستقیم به بال ستون منتقل می‌کند و بدین ترتیب سبب خروج جوش CJP بی‌کیفیت و ورق پوشش ستون از چرخه باربری می‌شود. با توجه به اینکه اساس پژوهش پیش رو مطابق با تحقیقات Ghobadi و همکارانش [۱۱] می‌باشد، بنابراین سخت‌کننده‌ها نیز مشابه با تحقیقات آن‌ها طراحی شده‌اند. شکل (۴) ساختار تشکیل سخت‌کننده تی‌شکل را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که این قطعه از دو ضلع افقی و عمودی تشکیل شده است. اتصال ضلع افقی به بال تیر از طریق جوش گوشه یک طرفه و اتصال آن به ضلع عمودی سخت‌کننده از طریق جوش گوشه دو طرفه صورت می‌گیرد. همچنین اتصال ضلع عمودی به بال ستون توسط جوش شیاری برقرار می‌شود. در حالت کلی سه نوع مد خرابی برای اتصالات مقاوم شده در نظر گرفته شده است؛ حالت اول شکست برشی ضلع افقی سخت‌کننده است. حالت دوم گسیختگی کششی ضلع عمودی سخت‌کننده و حالت سوم گسیختگی خمشی تیر می‌باشد که تنها



شکل ۵- ابزاربندی نمونه آزمایشگاهی

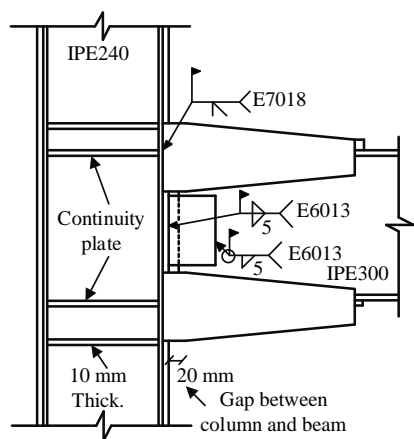
توجه به ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، صد در صد جوش شیاری ورق روسری و زیرسری در اتصال صلب تیر به ستون باید آزمایش غیر مخرب پرتونگاری یا فراصوت شوند و در صورت عدم تأیید جوش‌ها، عملیات جوشکاری باید مجدد انجام گردد. لذا با توجه به آن و روابط طراحی اتصال صلب، فلسفه افزایش پهنای ورق روسری در محل اتصال آن به ستون از بین می‌رود و مانند ورق زیرسری با یک پهنای ثابت خواهد بود. لیکن روش مذکور در این پژوهش برای تقویت اتصال صلب با ورق‌های روسری و زیرسری مربوط به اتصالات صلبی است که قبلاً با ویرایش‌های ۱۳۷۰، ۱۳۸۴ یا ۱۳۸۷ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند که به صورت رایج در ساخت و سازها استفاده می‌شود. در فرآیند طراحی، مطابق با آیین‌نامه‌های AISC [۲۲] و جوش آمریکا [۲۷] مقاومت جوش‌های گوشه عرضی ۱/۵ برابر مقاومت جوش گوشه طولی در نظر گرفته شد. نکته قابل ذکر در

در این روابط T کوپل نیروی حاصل از لنگر مورد انتظار تیر، H_1 ضلع بزرگتر سخت‌کننده عمودی، t_w ضخامت ضلع عمودی سخت‌کننده، L_1 طول ضلع افقی سخت‌کننده، t_f ضخامت ضلع افقی سخت‌کننده، H_3 عرض ضلع افقی سخت‌کننده، D_2 بعد جوش گوشه یک طرفه، D_1 بعد جوش گوشه دو طرفه، F_{EXX} تنش کشش نهایی الکتروود، σ_{max} تنش ناشی از خمش در ضلع افقی سخت‌کننده و τ_{max} تنش برشی حداکثر در ضلع افقی سخت‌کننده می‌باشد. به منظور کنترل ضلع افقی سخت‌کننده برای تنش برشی، مقدار حداکثر برای آن در نظر گرفته شده است لذا استفاده از ضریب ۱/۵ در جهت اطمینان می‌باشد.

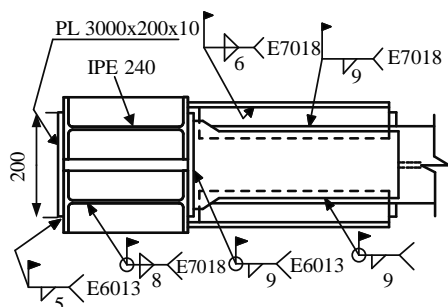
۳- مطالعات آزمایشگاهی و طراحی مرجع آزمایشگاهی

به منظور ارزیابی عملکرد طرح پیشنهادی، نمونه آزمایشگاهی (RC9) در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ساخته شد [۲۵] که ابزار بندی آزمایشگاهی تست نمونه طبق شکل (۵) ملاحظه می‌شود. ساخت این نمونه با توجه به شرایط رایج کارگاهی ایران صورت گرفت. در ساخت المان‌ها از فولاد S235JR (مشابه با فلز A36) استفاده شد و مقاطع تیر و ستون به ترتیب از پروفیل‌های IPE300 و 2IPE240 می‌باشند. طول دهانه تیر و ارتفاع ستون به ترتیب ۵ و ۳ متر در نظر گرفته شد. با توجه به محل عطف تغییر شکل‌ها در قاب خمشی، نصف طول تیر ۲/۵ و ستون ۳ متر انتخاب شد. به منظور جلوگیری از کماتش پیچشی- جانبی در طول فرایند انجام آزمایش، مهار جانبی در فاصله ۱/۵ متری از هر ستون به کار رفته است. همچنین به منظور پیشگیری از شکست موضعی در محل اعمال بار (انتهای تیر) از سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز استفاده شده است. با توجه به توزیع تنش زیاد در ورق‌های پیوستگی موجود در امتداد ورق‌های پوششی و همچنین تمرکز تنش در نقاط گوشه محل اتصال قسمت عمودی سخت‌کننده‌ها به بال ستون، به منظور توزیع یکنواخت تنش و در جهت اطمینان از عدم خرابی زود هنگام، در ناحیه چشمه اتصال ستون از یک ورق افقی اضافه به موازات هر ورق پیوستگی در پشت هر سخت‌کننده عمودی استفاده شده است.

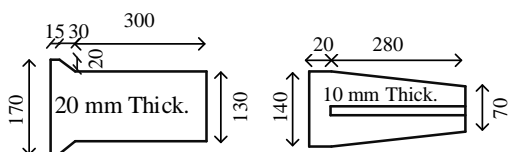
خواص مکانیکی تمام قطعات مورد استفاده توسط آزمایش کشش مشخص شد که در جدول (۱) نشان داده شده است. طراحی مدل آزمایشگاهی مرجع بر اساس مفاهیم طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و به روش LRFD مطابق با مبحث دهم که منطبق با آیین‌نامه‌های آمریکا [۸، ۲۲ و ۲۶] می‌باشد، برای قاب خمشی ویژه صورت گرفت (شکل (۶)). لازم به ذکر است با



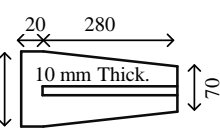
نمای جانبی از اتصال



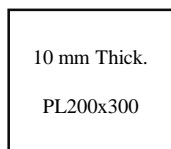
نمای فوقانی از اتصال



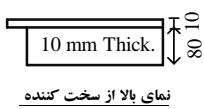
ورق روسری



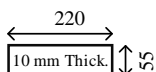
نمای جانبی از سخت کننده



ورق زیرسری



نمای پالا از سخت کننده



ورق پیوستگی

شکل ۶- جزئیات مدل آزمایشگاهی (RC9)

بودن تنش‌های ناشی از خمش در ضلع افقی سخت‌کننده از آن صرف نظر شده است. در جدول (۲)، M_E لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر، C_{pr} ضریبی برای در نظر گرفتن حداکثر مقاومت اتصال، Z اساس مقطع پلاستیک عضو، F_{yE} تنش تسلیم مورد انتظار، V_{pr} نیروی برشی مورد تقاضا، Δ_n فاصله بین وجه ستون و انتهای ورق روسری، d ارتفاع مقطع تیر، ϕ ضریب اطمینان، F_y تنش تسلیم، b_1 عرض ورق روسری در وجه ستون، $t_{T,pl}$

این پژوهش استفاده از الکتروود E7018 به عنوان الکتروود با طاق‌ت بالا برای جوش‌های نقاط حساس همچون اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر و ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون و الکتروود E6013 تحت عنوان الکتروود با طاق‌ت معمولی برای قسمت‌هایی که قبل از مقاوم‌سازی در اتصال وجود داشتند می‌باشد. همچنین در فرایند محاسبات طرح مدل آزمایشگاهی مقاومت اسمی الکتروودها ملاک عمل قرار گرفت.

جدول ۱- مشخصات مصالح به کار رفته در آزمایش

اعضا	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y/F_u (%)	کشیدگی (%)
جان و بال تیر IPE300	۲۵۰	۳۴۳	۷۲	۳۰
بال ستون IPE240	۳۴۷	۴۸۳	۷۲	۲۶
جان ستون IPE240	۳۲۴	۴۵۶	۷۱	۲۶
ورق روسری (۲۵ mm ضخامت)	۲۶۷	۴۲۴	۶۳	۲۷
ورق زیرسری (۱۵ mm ضخامت)	۳۲۰	۴۶۰	۰/۶۹	۲۷
ورق سخت‌کننده تی‌شکل (۱۰ mm)	۲۸۰	۳۸۰	۷۳	۳۰
الکتروود E6013- قطر ۴ mm	۴۶۰	۵۲۲	۸۸	۴
الکتروود E7018- قطر ۴ mm	۵۴۰	۶۲۷	۸۶	۱۶

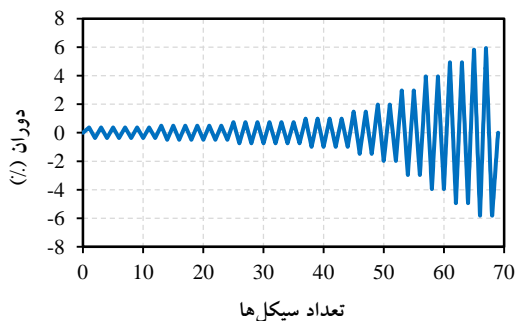
در جدول (۲) مراحل طراحی اتصال و سخت‌کننده تی به صورت خلاصه ارائه شده است. با توجه به نیرو-کنترل بودن ورق‌های پوششی و سخت‌کننده‌های تی شکل و نیاز به در نظر گرفتن حاشیه اطمینان بالا در طراحی این اجزاء، در محاسبات یک بار فرض شده است که ورق پوششی همه نیروی بال تیر را به بال ستون منتقل می‌کند و بار دیگر با فرض این که به دلیل معیوب بودن جوش اتصال، ورق پوششی هیچ نقشی در انتقال نیرو ندارد، سخت‌کننده‌های تی شکل چپ و راست هر کدام نیمی از نیروی بال تیر را انتقال می‌دهند. این در حالیست که ورق پوششی بال تیر، سخت‌کننده‌های تی شکل سمت راست و چپ بال تیر مانند فنرهای موازی عمل می‌کنند و نیرو باید به نسبت مساحت، بین آن‌ها توزیع شود. همچنین به دلیل ناچیز

مؤثر جوش، V_n مقاومت برشی اسمی، L_1 طول ضلع افقی سخت‌کننده، t_{sh} ضخامت ضلع افقی سخت‌کننده، D_2 بعد جوش گوشه اتصال بین بال تیر و ضلع افقی سخت‌کننده، D_1 بعد جوش گوشه دو طرفه، H_1 طول ضلع عمودی سخت‌کننده در وجه ستون، t_{vs} ضخامت ضلع عمودی سخت‌کننده می‌باشد.

ضخامت ورق روسری، b_2 عرض مقطع در انتهای ورق روسری، b عرض ورق زیرسری، $t_{B,pl}$ ضخامت ورق زیرسری، T کوپل نیروی ناشی از لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر، F_{ca} نیروی منتقل شده توسط جوش گوشه عرضی قسمت باریک ورق روسری، F_{EXX} مقاومت اسمی الکتروود، A_w سطح مقطع

جدول ۲- طراحی پیشنهادی نمونه آزمایشگاهی (RC9)

محاسبات (واحد: mm و N)	مراحل طراحی اعضا	اعضا
$M_E = C_{pr}ZF_{ye} + V_{pr}S_h = (1.186 \times 628000 \times 250) + (86404.64 \times 345) = 216011600.8$	۱- لنگر مورد انتظار تیر جهت طراحی	طراحی اتصال
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b_1 t_{T,pl} = 0.9 \times 267 \times 170 \times 25 = 1021275 > 675036.25 \rightarrow OK$	۱-۲- قسمت پهن ورق	
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b_2 t_{T,pl} = 0.9 \times 267 \times 130 \times 25 = 780975 > 675036.25 \rightarrow OK$	۲-۲- قسمت باریک ورق	
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b t_{B,pl} = 0.9 \times 320 \times 200 \times 15 = 864000 > 675036.25 \rightarrow OK$	۳- طراحی ورق زیرسری	
$F_{ca} = 1.5 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} A_w = 1.5 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 9 \times 130 = 240091.89$	۱-۴- جوش گوشه عرضی قسمت باریک	
$T - F_{ca} \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 9 \times 300 = 738744.3 > 434944.36 \rightarrow OK$	۲-۴- جوش گوشه طولی ورق روسری	
$T \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 280 \times 9 = 689494.68 > 675036.25 \rightarrow OK$	۳-۴- جوش گوشه ورق زیرسری	
$T/2 = 337518.12 \leq \phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y L_1 t_{sh} = 0.54 \times 280 \times 280 \times 10 = 423360 \rightarrow OK$	۵- کنترل طول ضلع افقی سخت‌کننده برای برش	
$T/2 = 337518.12 \leq 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_2 = 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 9 \times 270 = 378821.2 \rightarrow OK$	۶- طراحی جوش اتصال بین بال تیر و ضلع افقی سخت‌کننده	
$T/2 = 337518.12 \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_1 = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 6 \times 270 = 505095 \rightarrow OK$	۷- طراحی جوش گوشه دو طرفه بین اضلاع افقی و قائم سخت‌کننده	
$T/2 = 337518.12 \leq 0.9 \times F_y t_{vs} H_1 = 0.9 \times 280 \times 140 \times 10 = 352800 \rightarrow OK$	۸- کنترل عرض ورق ضلع عمودی سخت‌کننده برای تنش کششی	

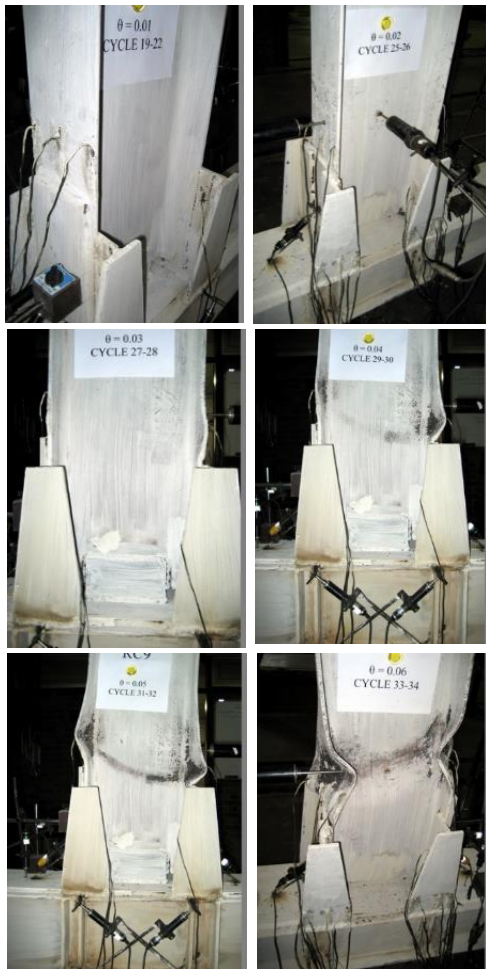


شکل ۷- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای

به منظور شبیه سازی شرایط بارگذاری زلزله در اتصال خمشی تیر به ستون، از پروتکل بارگذاری شبه استاتیکی و چرخه‌ای چند مرحله‌ای مطابق آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا [۸] استفاده شد که با نرخ کرنش بسیار کم و نزدیک به صفر به نمونه اعمال گردید (شکل (۷)).

۴- نتایج مشاهدات آزمایشگاهی

منحنی‌های هیستریزیس مدل‌های آزمایشگاهی قبل و پس از مقاوم‌سازی در شکل (۸) نشان داده شده است. نتایج حاصل از



شکل ۹- رفتار نمونه آزمایشگاهی (RC9) در طول آزمایش

۵- مطالعات عددی

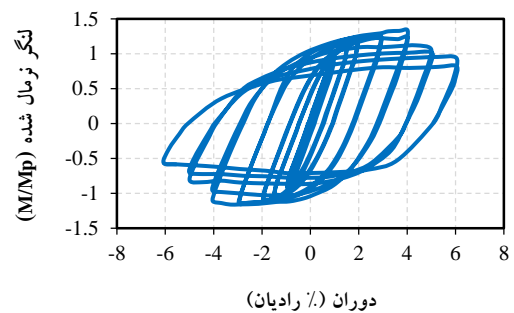
استفاده از مدل‌های عددی که با رفتار نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده باشد نکات بیشتری از یک تحقیق را فاش می‌سازد. در مطالعات عددی می‌توان نقاط با تمرکز تنش و تقاضای کرنش بالا را بررسی نموده و با استفاده از انجام مطالعات پارامتریک، پارامترهای مؤثر بر رفتار نمونه را ارزیابی کرد و تأثیر آن‌ها بر رفتار اتصال را مشاهده نمود. از این رو در قسمت مطالعات تحلیلی ابتدا صحت‌سنجی رفتار نمونه عددی با آزمایشگاهی و سپس تأثیر ابعاد اضلاع سخت‌کننده در عملکرد لرزه‌ای اتصال انجام می‌شود. در همین راستا ۱۰ نمونه عددی در مقیاس کامل در محیط ABAQUS مدل‌سازی و تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد تحلیل قرار گرفت.

۵-۱- مدل‌سازی اجزاء محدود و صحت‌سنجی آن با نتایج

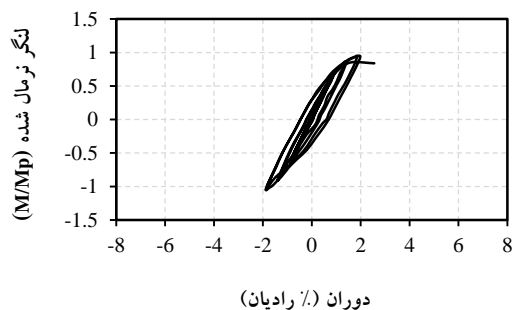
نمونه آزمایشگاهی

در راستای معتبرسازی تحلیل‌های عددی، مدل عددی نمونه

آن نشان می‌دهد که اتصال مقاوم‌سازی شده توانسته است شرایط پذیرش قاب‌های خمشی ویژه بر اساس AISC [۸] که تحمل زاویه دوران ۰/۰۴ رادیان و حفظ مقاومت بیش از ۸۰٪ لنگر پلاستیک تیر در زاویه دوران مذکور می‌باشد را ارضا کند. این در حالیست که اتصال معیوب مرجع در تحقیقات Ghobadi و همکارانش [۲۴] قادر به تحمل زاویه دوران ۰/۰۲ رادیان در لحظه گسیختگی می‌باشد. رفتار اتصال در مراحل مختلف بارگذاری در شکل (۹) نشان داده شده است. رفتار نمونه تا دوران ۰/۰۱ رادیان الاستیک بود و پس از آن رفتار پلاستیک به ترتیب در بال و جان به وجود آمد. به سبب استفاده از تیر نسبتاً عمیق کمانش‌های بال و جان تیر به ترتیب از دوران ۰/۰۳ و ۰/۰۴ رادیان شروع شده و در دوران ۰/۰۵ رادیان به دلیل گسترش کمانش‌های موضعی بال و جان مقاومت اتصال کاهش ملموسی یافت و در نهایت در دوران ۰/۰۶ رادیان آزمایش متوقف شد. مفصل پلاستیک در ناحیه خارج از محدوده اتصال و در تیر تشکیل گردید که سبب شکل‌پذیر شدن ساز و کار گسیختگی اتصال گردید. همچنین هیچگونه ترکی در نواحی با تمرکز تنش مشاهده نشد. بنابراین بر اساس مفاهیم طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه، اتصال به عنوان عضو نیرو-کنترل و تیر به عنوان عضو تغییرمکان-کنترل رفتار می‌کند [۲۸].

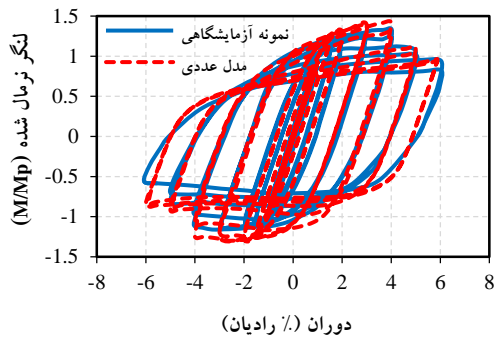


الف) مدل آزمایشگاهی



ب) نمونه معیوب [۲۴]

شکل ۸- منحنی هیستریزس



شکل ۱۱- مقایسه منحنی هیستریزیس بین نتایج نمونه آزمایشگاهی و مدل تحلیلی

شاخص‌ها پرداخته شده است. هرچه میزان شاخص گسیختگی کمتر باشد بیانگر پتانسیل رفتار شکل‌پذیر می‌باشد. شاخص مذکور از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$RI = \frac{PEEQ\ Index}{\exp(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}})} \quad (7)$$

در رابطه (۷)، σ_m ، σ_{eff} و PEEQ Index به ترتیب تنش میسر، تنش هیدرواستاتیک و شاخص کرنش پلاستیک معادل می‌باشند. این شاخص معیاری برای سنجش میزان تقاضای کرنش پلاستیک موضعی می‌باشد که از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

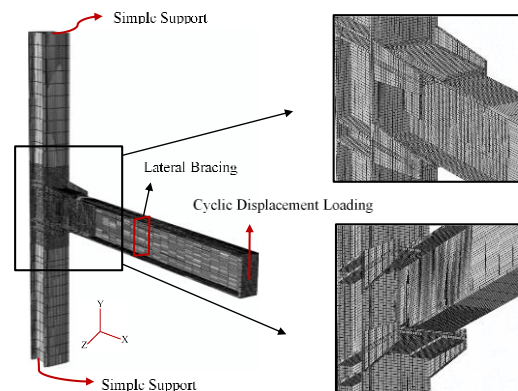
$$PEEQ\ Index = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p}}{\varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \quad (8)$$

در این رابطه ε_{ij}^p کرنش پلاستیک عضو در امتداد i و j یا مقدار تانسور کرنش پلاستیک را مطرح می‌کند.

در مخرج رابطه (۷)، نسبت تنش هیدرواستاتیک به تنش میسر به عنوان نسبت تنش سه محوره معرفی می‌گردد. این شاخص برای گسیختگی شکل‌پذیر مصالحی همچون فولاد بسیار حائز اهمیت است. اگر مقدار $\frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}} < 1/5$ باشد سبب کاهش شدید در کرنش گسیختگی مصالح می‌شود. در صورتیکه این مقدار از $1/5$ تجاوز کند، رفتار ترد به همراه خواهد داشت [۱۴].

مد گسیختگی اتصال، سختی مورد نیاز اتصال صلب و تقاضای کرنش پلاستیک در محدوده‌های بحرانی اتصال، معیارهای اصلی ارزیابی اتصالات خمشی هستند. به منظور بررسی جامع و دقیق‌تر عملکرد سخت‌کننده تی شکل در بهبود رفتار این نوع اتصال و همچنین وضعیت جوش اتصال ورق

آزمایشگاهی در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شد [۲۹]. برای ساخت اجزاء این نمونه از المان سالیید هشت گرهی (C3D8) و با تکنیک انتگرال‌گیری کامل^۷ استفاده گردید. برای شبکه بندی از المان‌های شش وجهی (Hex) با تکنیک Structural Method انتخاب گردید. به منظور همگرا شدن پاسخ‌ها، ابعاد بهینه مش‌ها با سعی و خطا حاصل شد؛ بطوریکه با کوچک‌تر کردن ابعاد مش‌ها از یک حدی به بعد، پاسخ‌های مسأله تغییرات قابل توجهی نداشتند. در این راستا قسمت‌های تحت تنش بالا همچون جوش‌ها از مش‌های ریز و برای قسمت‌های با تنش کوچک که از محدوده اتصال دورتر هستند از مش‌های بزرگتر استفاده شد (شکل (۱۰)). صفحات اتصال اجزاء به یکدیگر دارای تماس سخت می‌باشند. مشخصات مصالح مورد استفاده نمونه عددی از جدول نتایج مربوط به آزمایش کشش قطعات فولادی اقتباس شده است. لذا نمودار تنش-کرنش به صورت دو خطی و با لحاظ کردن سخت‌شوندگی جنبشی (کینماتیکی) در مدل‌سازی استفاده گردید. چگالی فولاد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته شیب خط ناحیه الاستیک برابر با 2×10^5 MPa و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ و جهت تعیین سطح تسلیم معیار فون میسز در نظر گرفته شد.

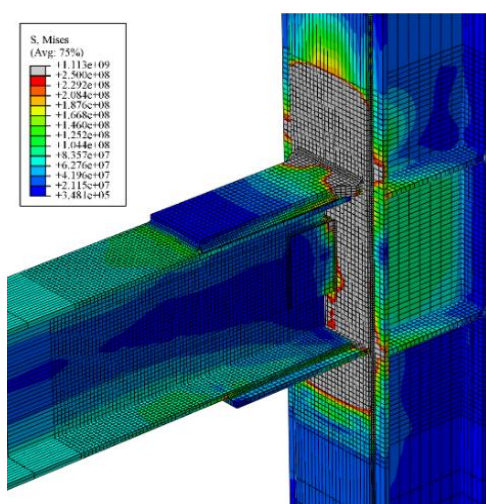


شکل ۱۰- الگوی مش‌بندی مدل عددی

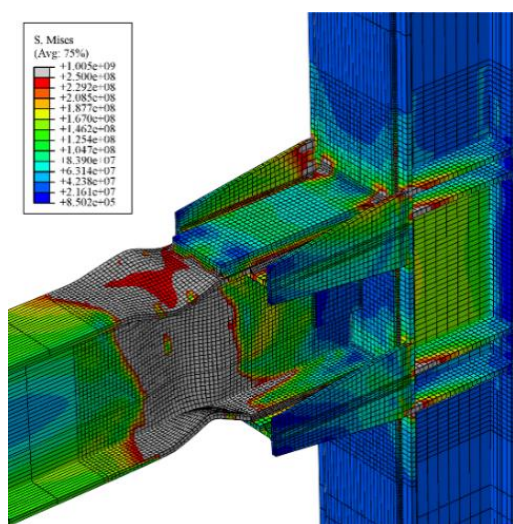
میزان انطباق منحنی هیستریزیس مدل تحلیلی و نمونه آزمایشگاهی در شکل (۱۱) مقایسه شده است. با تقریب مناسب می‌توان هیستریزیس‌های هر دو نمونه را منطبق دانست؛ بنابراین مدل عددی قادر به تخمین رفتار واقعی اتصال می‌باشد.

با توجه به اینکه شاخص‌های تنش، کرنش و گسیختگی به ارزیابی دلایل خرابی اتصال در روش اجزاء محدود کمک می‌کنند و تفسیر نتایج تحلیل مدل‌های اجزاء محدود را معنادار می‌نمایند، علاوه بر پاسخ کلی هیستریزیس اتصال به بررسی این

ارزیابی توزیع تنش فونمیسز در اتصال معیوب نشان می‌دهد که تنش‌های بر اتصال فراتر از تنش تسلیم رفته و از حد الاستیک خارج شده‌اند که سبب تشکیل مفصل پلاستیک در این ناحیه شده است. در نتیجه تمرکز تنش در گوشه‌های ورق روسری افزایش یافته و احتمال گسیختگی زود هنگام جوش این ناحیه انتظار می‌رود؛ در حالیکه استفاده از سخت‌کننده تی شکل سبب تسلیم بال و جان تیر، کماتش‌های موضعی آن در مفصل پلاستیک و در نتیجه باعث کاهش مقاومت در مفصل پلاستیک می‌شود؛ همان‌طور که این کاهش مقاومت در نمودار هیستریزس نیز مشهود است و رفتار شکل‌پذیر اتصال از این موضوع نشأت می‌گیرد (شکل (۱۳)).



الف) اتصال معیوب

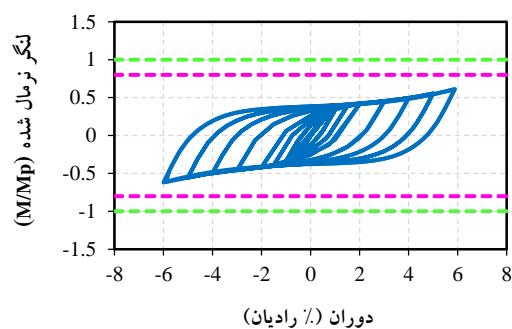


ب) اتصال مقاوم شده

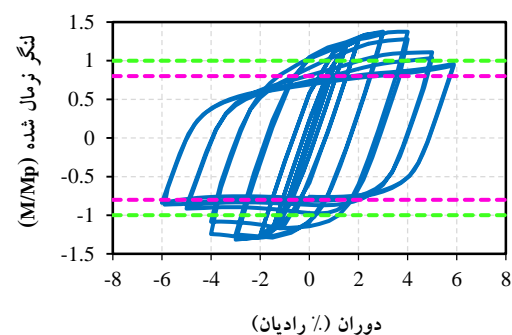
شکل ۱۳- توزیع تنش فونمیسز و نمای تغییر شکل یافته در پایان چرخه بارگذاری اجزاء محدود

روسری به ستون در دو حالت قبل و پس از مقاوم‌سازی، یک نمونه اتصال معیوب با ستون دویل ساخته و با استفاده از شاخص‌های خسارت به ارزیابی وضعیت پتانسیل گسیختگی جوش اتصال ورق روسری به ستون و معیارهای پذیرش آیین‌نامه [۲۲] پرداخته شد.

نتایج منحنی هیستریزس نمونه‌های معیوب و مقاوم‌شده تحت بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۱۲) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که بر اساس منحنی هیستریزس اتصال معیوب، ماکزیمم لنگر قابل تحمل کمتر از ظرفیت پلاستیک تیر می‌باشد که به معنای قرارگیری آن در گروه اتصالات نیمه صلب می‌باشد. در حالیکه پس از مقاوم‌سازی حداکثر لنگر مقاوم بیش از ظرفیت پلاستیک تیر می‌باشد که به معنای قرارگیری اتصال در گروه اتصالات مقاوم خمشی می‌باشد. علاوه بر این هر دو اتصال زاویه دوران $0.4/0$ رادیان را تجربه کرده‌اند؛ با این تفاوت که در اتصال معیوب، میزان مقاومت اتصال کمتر از 80% ظرفیت لنگر پلاستیک تیر می‌باشد. در حالیکه پس از مقاوم‌سازی مقدار لنگر قابل تحمل در دوران مذکور بیش از مقدار یاد شده می‌باشد. در نتیجه شرایط پذیرش ضوابط آیین‌نامه [۲۲] جهت استفاده در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه را دارد.



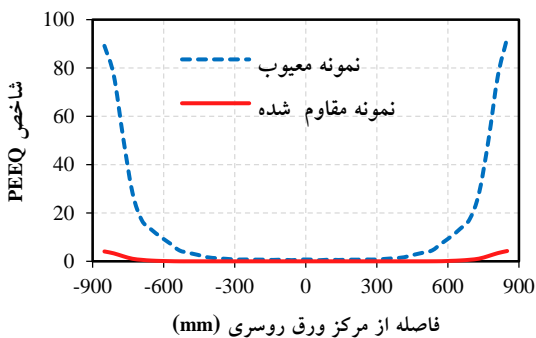
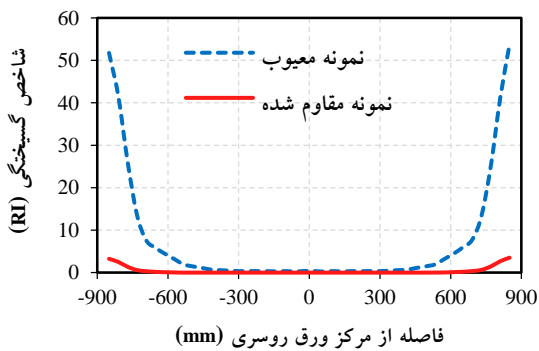
الف) اتصال معیوب



ب) اتصال مقاوم شده

شکل ۱۲- مقایسه منحنی‌های هیستریزس

با توجه به شکل (۱۵) مشاهده می‌شود که تقویت اتصال به کمک سخت‌کننده جانبی تی‌شکل سبب کاهش قابل ملاحظه شاخص گسیختگی در جوش اتصال ورق روسری به ستون مخصوصاً در قسمت‌های کناری جوش گردید. شاخص کرنش پلاستیک معادل نیز نشان داد که بیشترین تقاضای کرنش در نقاط کناری جوش اتصال معیوب و کمترین تقاضای کرنش در اتصال مقاوم شده رخ داده است بنابراین مقاوم‌سازی اتصال روش پیشنهادی، سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای آن می‌شود و نقطه ضعف اتصال معیوب را حل می‌کند.

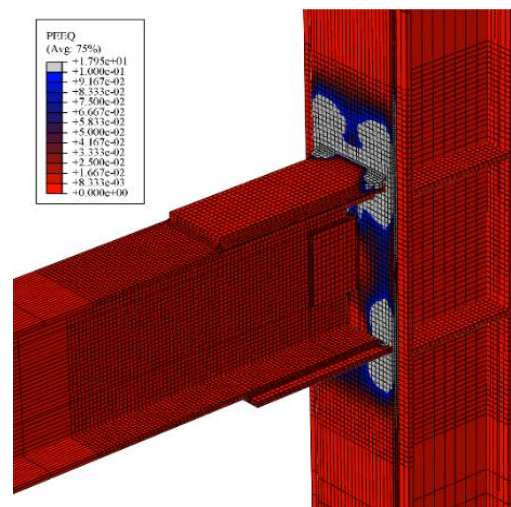


شکل ۱۵- مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در جوش ورق روسری مدل‌های معیوب و تقویت شده متناظر با دوران ۰/۰۴ رادیان

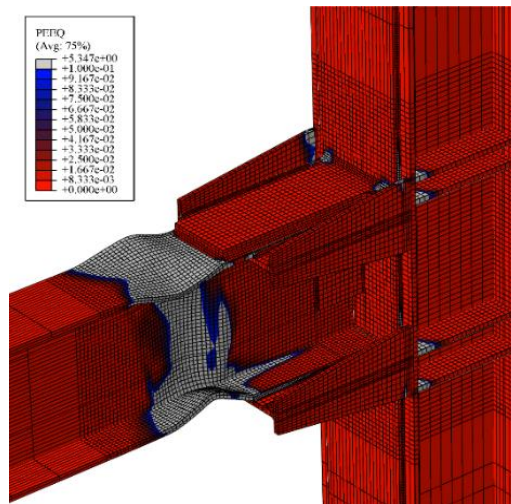
۲-۵- تعیین میزان صلبیت اتصال

آیین‌نامه [۲۲] سختی اتصال را بر اساس نمودار لنگر- دوران گره اتصال به سه دسته صلب، نیمه صلب و ساده طبقه‌بندی می‌کند. چنانچه $K_S \geq 20 \frac{EI}{L}$ باشد اتصال از نوع صلب، چنانچه $K_S \leq 2 \frac{EI}{L}$ باشد اتصال از نوع ساده و در صورتیکه $2 \frac{EI}{L} \leq K_S \leq 20 \frac{EI}{L}$ باشد، اتصال نیمه صلب خواهد بود. مقایسه پوش منحنی لنگر- دوران گره اتصال در دو نمونه معیوب و مقاوم شده در شکل (۱۶) نشان می‌دهد که اتصال معیوب در گروه نیمه صلب طبقه‌بندی می‌شود؛ در حالیکه مقاوم‌سازی به

شکل (۱۴) توزیع شاخص PEEQ را در اتصالات معیوب و مقاوم شده نشان می‌دهد. نتایج حاکی از تقاضای بسیار زیاد کرنش پلاستیک در ناحیه اتصال نمونه معیوب از جمله ورق پوشش ستون و جوش اتصال ورق روسری به ستون می‌باشد در حالیکه در نمونه مقاوم شده، تقاضای کرنش ناچیزی در محدوده اتصال از جمله سخت‌کننده‌ها و جوش‌های اتصال بود و در مناطق بسیار محدود مشاهده شد. همچنین تقاضای کرنش پلاستیک در چشمه اتصال و ستون مشاهده نشد. بنابراین آسیب ناحیه اتصال و ناحیه چشمه اتصال حداقل بوده و مفصل پلاستیک ایجاد شده در تیر از آسیب به ناحیه اتصال و ناحیه چشمه اتصال ستون جلوگیری می‌کند.



الف) اتصال معیوب

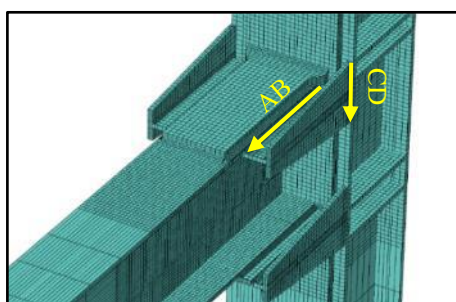


ب) اتصال مقاوم شده

شکل ۱۴- تقاضای کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در پایان چرخه بارگذاری اجزاء محدود

جدول ۳- مشخصات هندسی سخت‌کننده‌ها به منظور آنالیز حساسیت

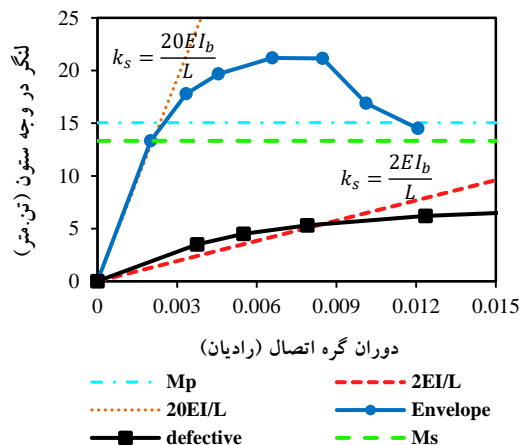
مشخصات مدل		مشخصات مدل	
نام مدل	المان قائم	نام مدل	المان قائم
RC-H-1	\bullet/NL_1	RC-L-1	L_1
RC-H-2	$\bullet/\Delta L_1$	RC-L-2	L_1
RC-H-3	$\bullet/9L_1$	RC-L-3	L_1
RC-H-4	$\backslash/\Delta L_1$	RC-L-4	L_1



شکل ۱۷- خطوط بحرانی مدل‌های مختلف

با توجه به شکل (۱۸) که بیانگر تغییرات شاخص‌های خسارت در نمونه‌های با طول اضلاع متغیر سخت‌کننده و در محل جوش نفوذی اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون می‌باشد، میزان بیشینه شاخص تنش سه محوره در ابتدای خط بحرانی حاکی از بالا بودن میزان تنش‌های اصلی این ناحیه و در نتیجه پتانسیل شکست ترد این قسمت نسبت به سایر قسمت‌ها می‌باشد. مقایسه منحنی‌های شاخص تنش سه محوره نمونه‌ها نشان می‌دهد که افزایش طول سخت‌کننده افقی از \bullet/NH_1 تا مقدار طراحی شده (H_1) سبب کاهش تنش‌های سه محوره شده و پس از آن مجدداً افزایش یافته است. بنابراین افزایش طول تا یک حد مشخص باعث بهبود رفتار اتصال شده و پس از آن اثر سوء بر رفتار اتصال می‌گذارد. منحنی توزیع شاخص کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی نشان داد که در همه نمونه‌ها، به دلیل تمرکز تنش که در گوشه‌های جوش بخصوص گوشه بالایی ضلع عمودی سخت‌کننده رخ داده است، مقادیر کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی بیشتر از سایر نقاط این قسمت از اتصال می‌باشد. مشاهده می‌شود که با افزایش

روش پیشنهادی، سبب افزایش سختی اتصال شده و در گروه اتصالات با صلبیت کامل قرار می‌گیرد.



شکل ۱۶- مقایسه پوش منحنی لنگر-دوران گره اتصال برای نمونه معیوب و مقاوم شده

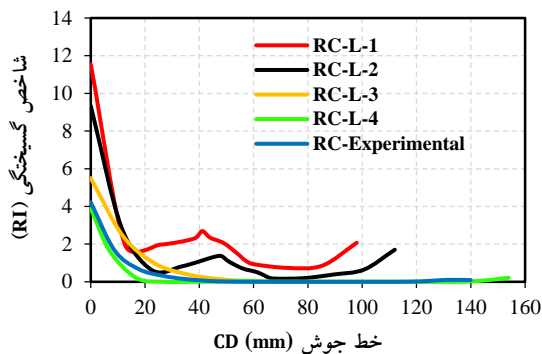
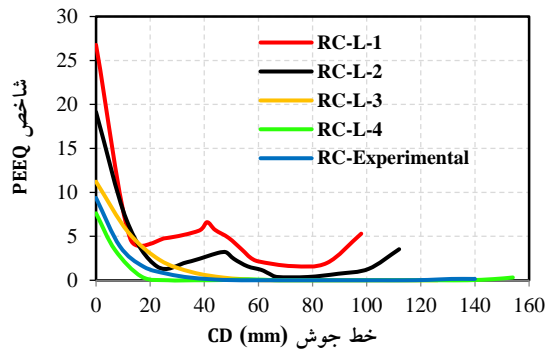
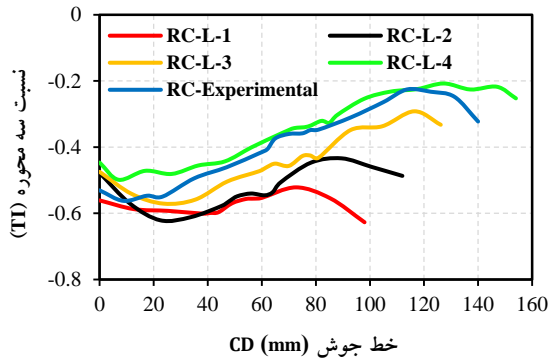
۳-۵- مطالعه پارامتریک بر روی ابعاد سخت‌کننده‌های تی شکل

به منظور کنترل دقت و صحت روش طراحی پیشنهاد شده مطالعات تحلیلی بر روی ابعاد سخت‌کننده انجام شد. به همین دلیل، دو گروه نمونه مدل‌سازی شدند. در گروه اول اندازه ضلع عمودی سخت‌کننده ثابت و ضلع افقی آن با درصد‌های گوناگون از اندازه طراحی شده در نظر گرفته شد. ضمن آنکه گروه دوم برعکس گروه اول می‌باشد (جدول (۳)). ابعاد سایر ادوات اتصال همانند نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. همه نمونه‌های پارامتریک تحت بارگذاری چرخه‌ای [۸] قرار گرفتند تا امکان بررسی دقیق اثرات کمانش، تسلیم، تمرکز تنش و تغییرات سختی چرخه‌ای وجود داشته باشد. در مجموع هشت مدل عددی به منظور مطالعه و آنالیز حساسیت در نظر گرفته شده است.

۳-۵-۱- بررسی پاسخ شاخص‌های خسارت در مقاطع بحرانی اتصال

شاخص‌های بررسی شده این قسمت در زاویه دوران $\bullet/04$ رادیان و در خطوط بحرانی نشان داده شده مطابق شکل (۱۷) صورت گرفته است. این خطوط در مکان‌هایی با تقاضای مقدار تنش و کرنش پلاستیک بالا که پتانسیل زیادی برای آسیب رساندن به قطعه وجود دارد، مورد توجه قرار گرفته‌اند.

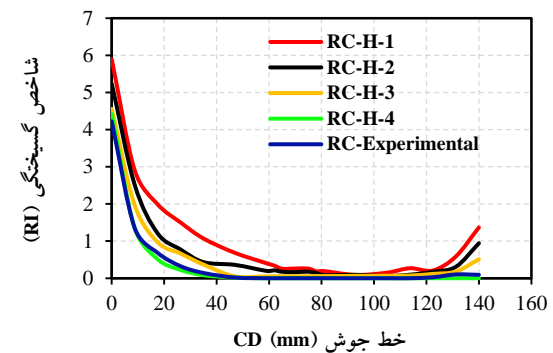
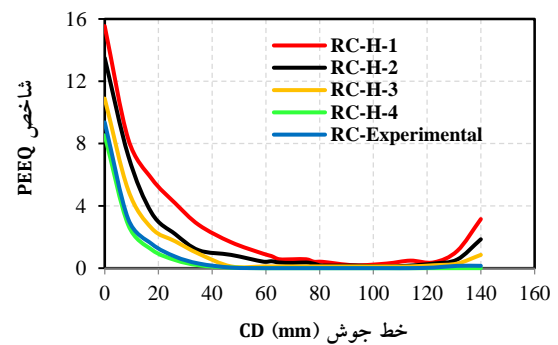
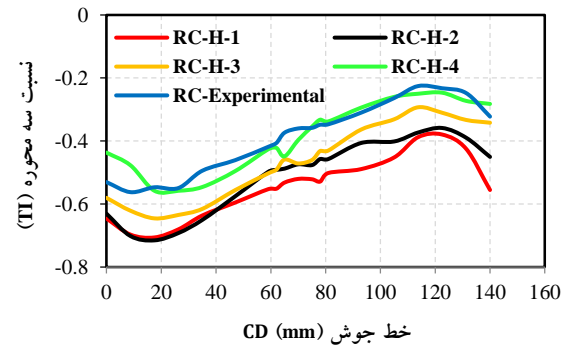
در ابتدای خط بحرانی است که حاکی از بالا بودن میزان تنش‌های این ناحیه می‌باشد. بنابراین پتانسیل شکست ترد در ابتدا بیشتر از سایر نقاط می‌باشد. همچنین افزایش ابعاد ضلع عمودی سخت‌کننده سبب کاهش آهنگ تغییرات شاخص‌ها می‌شود به طوریکه اختلاف بین نتایج نمونه طراحی شده (RC-Experimental) و RC-L-4 به کمتر از ۰.۵٪ می‌رسد.



شکل ۱۹- مقایسه شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون در اثر تغییر ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده

منحنی‌های توزیع تنش فون میسر نرمال شده در محل اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال ستون در همه مدل‌ها نقاط انتهایی محدوده غیرالاستیک را تجربه کرده‌اند. نشان می‌دهد که افزایش طول ضلع افقی سخت‌کننده به دلیل

طول ضلع افقی سخت‌کننده ضمن شدن از مقدار کرنش‌ها که به معنای کاهش پتانسیل شکست در ناحیه مورد بررسی می‌باشد، از آهنگ تغییرات آن نیز کاسته می‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نمونه آزمایشگاهی در وضعیت مطلوبی از نظر ابعاد قرار دارد.



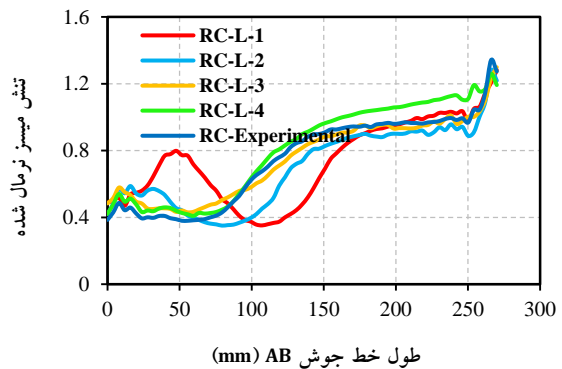
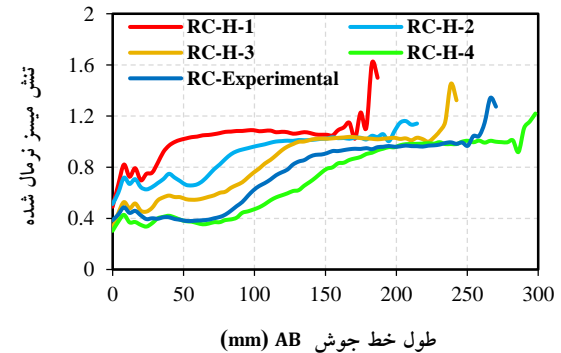
شکل ۱۸- مقایسه شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال سخت‌کننده قائم به بال ستون در اثر تغییر طول ضلع افقی سخت‌کننده

شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون در شکل (۱۹) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که افزایش ابعاد ضلع بزرگ‌تر سخت‌کننده عمودی سبب کاهش شاخص‌ها و در نتیجه کاهش پتانسیل گسیختگی محل بررسی می‌شود. میزان بیشینه این شاخص‌ها

ارزیابی قرار گرفت. نتایج زیر از این تحقیق حاصل گردید:

- ۱- امکان اجرای قطعه تقویتی سخت‌کننده تی‌شکل در کارگاه و سهل بودن فرآیند جوشکاری آن می‌باشد.
- ۲- مقایسه منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی بیانگر صحت روش مدل‌سازی نمونه‌های تحلیلی می‌باشد.
- ۳- مقایسه نتایج حاصل از توزیع تنش نمونه‌های اتصال معیوب و مقاوم شده نشان داد که با تقویت اتصال، مفصل پلاستیک از بر ستون فاصله گرفته است که به معنای تبدیل ساز و کار شکست ترد جوش اتصال به گسیختگی شکل‌پذیر تسلیم فولاد در قسمت مفصل پلاستیک می‌باشد که بیانگر بهبود رفتار اتصال و کاهش تقاضای تنش می‌باشد.
- ۴- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی بیانگر رفتار لرزه‌ای قابل قبول روش مقاوم‌سازی و پذیرش الزامات قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می‌باشد؛ در حالیکه اتصال معیوب دارای رفتار ناپایدار و با شکست ترد بود.
- ۵- مقاوم‌سازی به روش پیشنهادی سبب خروج و یا کاهش باربری جوش معیوب اتصال ورق روسری به ستون از چرخه باربری شد که پتانسیل گسیختگی آن از مدهای گسیختگی حذف شد.
- ۶- با توجه به پوش منحنی لنگر- دوران گره اتصال، نمونه مقاوم شده جزء اتصالات کاملاً مقاوم و صلب تلقی می‌شود؛ در حالیکه اتصال معیوب دارای عملکرد نیمه صلب و در آستانه مفصلی می‌باشد.
- ۷- آنالیز حساسیت ابعادی نشان داد که با افزایش ضلع افقی سخت‌کننده، شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی در محل اتصال سخت‌کننده قائم به ستون کاهش می‌یابد. اما شاخص تنش سه محوره تا حد مشخصی کاهش یافته و پس از آن مجدداً زیاد می‌شود. در حالیکه با افزایش مقادیر ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده، شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل، گسیختگی و تنش سه محوره کاهش می‌یابد. همچنین میزان تنش در محل اتصال قسمت افقی سخت‌کننده به بال تیر با افزایش طول کاهش می‌یابد. در حالیکه میزان تنش در محل اتصال قسمت افقی سخت‌کننده به بال تیر با افزایش ارتفاع، به دلیل افزایش سختی، زیاد می‌شود. بنابراین تا یک سختی مشخصی تنش‌ها در حد الاستیک باقی می‌مانند. در نتیجه نمونه طراحی شده در وضعیت مطلوبی قرار دارد.

افزایش سطح مقطع، سبب کاهش تنش شده است؛ این درحالیست که با افزایش ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده، مقادیر تنش‌های این ناحیه به سبب افزایش سختی اتصال و جذب انرژی بیشتر، افزایش یافته است. بنابراین افزایش ابعاد ضلع افقی سخت‌کننده تا مقدار طراحی شده باعث می‌شود که جوش در محدوده الاستیک باقی بماند و ابعاد بزرگتر از آن سبب جذب انرژی بیشتر و در نتیجه تسلیم شدگی بیشتر محدوده مورد بررسی می‌شود (شکل ۲۰).



شکل ۲۰- توزیع تنش فون میسر در محل جوش اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر

۶- نتیجه‌گیری

در پژوهش صورت گرفته یک دیتیل اجرایی برای مقاوم‌سازی اتصالات خمشی WFP متصل شده به ستون‌های مزدوج I ارائه شد و به صورت عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در واقع با وجود ستون مزدوج I شکل، استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی‌شکل توانست رفتار لرزه‌ای این اتصال را بهبود دهد و این جزئیات خاص نتوانست مانع استفاده از این روش مقاوم‌سازی شود. همچنین روش طراحی سخت‌کننده تی شکل ارائه شد و با مطالعات پارامتریک کیفیت نتایج آن مورد

- [15] Farooghi Mehr, S.M.R. and Ghobadi, M.S. (2017), "Seismic performance of retrofitted WFP connections joined to box column using ribs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 137, pp. 297-310.
- [16] Mirzaie Abar, B., Ghobadi, M.S. and Ahmady Jazany, R. (2020), "Double shear bolted bracket moment connections, part 2: Four-bolt configuration response evaluation", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 174, pp. 106281.
- [17] Mazroee, A., Simonian, W. and Eshghi, M.N. (1999), "Experimental evaluation of rigid welded connections used in Iran", *Building and Housing Research Center (BHRC)*.
- [18] Deylami, A. and Yakhchalian, M. (2008), "Behavior of Two-way Steel Moment Connections with Side Plates and Double-I Built-up Columns under Cyclic Loading", In the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [19] Deylami, A. and Yakhchalian, M. (2008), "Comparison between "Common Moment Connection" and Moment Connection with Side Plates for Double-I Built-up Columns", In the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [20] Rajabi, M.J.H., Karimi, M.S. and Kafi, M.A. (2016), "A new model for beam rigid connection to double I-shaped column's web", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 127, pp. 204-220.
- [21] Sazmand, E. and Aghakouchak, A.A. (2012), "Modeling the panel zone in steel MR frames composed of built-up columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 77, pp. 54-68.
- [22] ANSI/AISC 360-16, (2016), Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, USA.
- [23] FEMA-355D, (2000), State of the Art Report on connection performance, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, California.
- [24] Ghobadi, M.S., Mazroi, A. and Ghassemieh, M. (2009), "Cyclic response characteristics of retrofitted moment resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 586-598.
- [25] قبادی، م.س. (۱۳۸۷)، "بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات خمشی تقویت شده با ورق"، رساله دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- [26] Iran's building national code, (2013), The tenth section, design and construction of steel structures, Collecting and Promoting Office of Building National Codes.
- [27] AWS D1.1/D1.1M., Structural welding code-ateel, (2015), American Welding Society.
- [28] ASCE/SEI 41-13, (2014), Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers.
- [29] Hibbitt H.D, Karlsson B.I, Sorensen E.P, ABAQUS user's manual, Version 6.14.
- [1] Mahin, S.A. (1998), "Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake", *Engineering structures*, Vol. 20, pp. 261-270.
- [2] Miller, D.K. (1998), "Lessons learned from the Northridge earthquake", *Engineering structures*, Vol. 20, pp. 249-260.
- [3] Ting, L.C., Shanmugam, N.E. and Lee, S.L. (1991), "Box-Column to I-Beam Connections with External Stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 18, pp. 209-26.
- [4] Shanmugam, N.E., Ting, L.C. and Lee, S.L. (1991), "Behavior of I Beam to Box Column Connections Stiffened Externally and Subjected to Fluctuating Loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 20, pp. 129-48.
- [5] Lee, S.L., Ting, L.C. and Shanmugam, N.E. (1993), "Use of External T-Stiffeners in Box Column to I-Beam Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 26, pp. 77-98.
- [6] Shanmugam, N.E., Ting, L.C. and Lee S.L. (1994), "Non-linear analysis of I-beam to box-column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 28, pp. 257-78.
- [7] Shin, K.J., Kim, Y.J. and Oh, Y.S. (2008), "Seismic behavior of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 118-27.
- [8] ANSI/AISC 341-16, (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction (AISC).
- [9] Ahmady Jazany, R. and Ghobadi, M.S. (2018), "Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 150, pp. 230-48.
- [10] Ghobadi, M.S. and Ahmady Jazany, R. (2019), "Seismic demand assessment of code-designed continuity plate in panel zone", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 891-926.
- [11] Ghobadi, M.S., Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Abolmaali, A. (2009), "Seismic performance of ductile welded connections using T-stiffener", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 766-75.
- [12] Shiravand, M.R. and Deylami, A. (2016), "Experimental study on steel built-up column moment connections with top and bottom trapezoidal side plates", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, pp. 1073-88.
- [13] Hancock, J.W. and Mackenzie, A.C. (1976), "On the mechanisms of ductile failure in high-strength steels subjected to multi-axial stress-states", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 24, pp. 147-69.
- [14] El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and Kunnath, S. (1998), "Strength and ductility of FR welded-bolted connections", *SAC Report*, Vol. 1998, pp. 98-101.

بی نوشت

- ¹ Northridge
² Complete joint penetration
³ Reduced beam section
⁴ Concrete-filled tube
⁵ Welded flange plate
⁶ Heat affected zone
⁷ Full integration



توزیع بهینه ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز در سازه های فولادی بر اساس شاخص عملکرد

محمد بهمنی^{۱*}، اشرف صادق مقدسی^۲، سید عبدالنبی رضوی^۱

۱- استادیار، مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

۲- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

*آبادان، صندوق پستی ۶۳۱۷۸۳۶۵۳۱، bahmani@iauabadan.ac.ir

چکیده

میراگرهای ویسکوز یکی از سیستم های کنترل غیر فعال است که سبب می شود تقاضای لرزه ای المان های سازه ای ساختمان کاهش یابد و خرابی ساختمان به حداقل رسد. از طرفی چینش مناسب میراگرهای ویسکوز در افزایش عملکرد آن بسیار موثر است و از لحاظ اقتصادی استفاده از میراگر ویسکوز در تمامی طبقات به صرفه نمی باشد. در این پژوهش میراگرهای ویسکوز بر اساس چهار روش توزیع شامل توزیع ضریب میرایی به صورت یکنواخت، توزیع متناسب با نیروی برشی طبقات، توزیع براساس انرژی کرنشی برشی طبقات و توزیع براساس انرژی کرنشی برشی برشی طبقات موثر، بر اساس FEMA 356 طراحی می گردند. با هدف یافتن روش توزیع بهینه، پاسخ های لرزه ای سازه شامل حداکثر نسبت دررفت، حداکثر شتاب نسبی طبقات و انرژی کرنشی، استخراج شده و نتایج حاصل از بهسازی به چهار روش ذکر شده با شاخص های عملکرد پیشنهادی مقایسه می شود. در این تحقیق با معرفی دو شاخص عملکرد جدید که شامل وزن دهی به پارامترهای مختلف پاسخ سازه با توجه به سطوح عملکرد متفاوت می باشد، پاسخ های ساختمان تحت روش های متفاوت توزیع میرایی مورد بررسی و مقایسه قرار می گیرد. با توجه به اثر هر یک از روش های توزیع ضریب میرایی بر شاخص های عملکرد پیشنهادی سازه، می توان اذعان داشت که توزیع ضریب میرایی براساس طبقات موثر در مقایسه با سایر روش های توزیع ضریب میرایی، از عملکرد مناسب تری برخوردار است. نتایج حاصل از تحلیل تاریخی زمانی نشان داد استفاده از میراگرهای ویسکوز در ساختمان های محک به صورت میانگین باعث بهبود ۵۰ درصدی در شاخص عملکرد سازه های متوسط و بلند مرتبه و همچنین بهبود ۴۰ درصدی در شاخص نیروی سازه های متوسط و بلند مرتبه که تحت شتاب نگاشت حوزه های دور قرار گرفته اند، می شود.

واژگان کلیدی

میراگرهای ویسکوز، توزیع ضریب میرایی، سازه های فولادی، شاخص عملکرد، شاخص نیرو

Optimal distribution of damping coefficient of viscous dampers in steel structures based on performance index

M. Bahmani, A. Sadegh Moghadasi, S.A. Razavi

Abstract

Viscous dampers are one of the passive control systems that reduce the seismic demand of the structural elements of a building and minimize the building damage. However, the proper arrangement of viscous dampers greatly affects their increased performance, and it is not economical to use viscous dampers in all floors. In this study, the viscous dampers are designed according to four distribution methods based on FEMA 356: uniform damping coefficient distribution, distribution proportional to shear force of floors, distribution based on shear strain energy of floors and distribution based on shear strain energy of effective floors. In order to find the optimal distribution method, the seismic responses of the structure including the maximum drift ratio, maximum relative acceleration of floors, and strain energy are extracted and the results obtained from the rehabilitation in the four methods are compared with the proposed performance indices. Considering the effect of each method of damping coefficient distribution on the structural performance indices, it can be argued that the damping coefficient distribution based on the effective floors has a more appropriate performance compared to other methods of damping coefficient distribution. The results of time history analysis show that the viscous dampers used in the benchmark buildings cause a 50% improvement in the performance index of mid- and high-rise structures and also a 40% improvement in the force index of mid- and high-rise structures under the far-field acceleration.

Keywords

Viscous dampers, Damping coefficient distribution, Steel structures, Performance index, Force index

محل قرارگیری میراگرهای ویسکوز در استهلاک انرژی ورودی زلزله به سازه و کاهش نیاز لرزه‌ای بسیار حائز اهمیت می‌باشد به گونه‌ای که در صورت قرار گرفتن میراگر ویسکوز در محل نامناسب، نمی‌توان کاهش تقاضای لرزه‌ای را شاهد بود. هم‌چنین به دلیل محدودیت‌های اقتصادی، لازم است محل‌های بهینه نصب میراگرهای ویسکوز بر اساس پاسخ‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای که بیان‌گر سطح عملکرد ساختمان هنگام وقوع زلزله هستند، بررسی شود تا بتوان شاهد طراحی ایمن و اقتصادی بود. لازم به ذکر است هدف از اضافه کردن سیستم‌های کنترلی به ساختمان‌ها، هدایت انرژی زلزله به عناصری است که به این منظور طراحی می‌شوند. بنابراین محل قرارگیری میراگرهای ویسکوز یکی از مهمترین پارامترهای مهندسی سازه می‌باشد که هم از لحاظ اقتصادی و هم از نظر تأثیر میراگر ویسکوز در کاهش تقاضای سازه حائز اهمیت است. از این رو هدف اصلی این تحقیق، ارائه شاخص عملکرد جدید برای ارزیابی توزیع میراگرها در ارتفاع ساختمان و دستیابی به بهترین عملکرد سازه با توجه به تعداد مشخصی میراگر ویسکوز که هم پاسخگوی محدودیت‌های اقتصادی طرح باشد و هم پاسخ‌های لرزه‌ای سازه شامل حداکثر نسبت دررفت طبقات، حداکثر شتاب نسبی طبقات و نیروی برش پایه سازه را کاهش دهد.

در دهه اخیر مطالعات زیادی بر روی میراگرهای ویسکوز و تأثیر مکانیابی آن بر رفتار سازه‌های مختلف توسط محققان انجام شده است [۱ و ۲]. Zahrai و Bahmani در تحقیق خود با استفاده از توزیع میرایی بر مبنای انرژی کرنشی برشی طبقات، روشی برای تعیین سطح بهینه بهسازی در سازه‌های فولادی ارائه دادند [۳]. آن‌ها در پژوهشی دیگر میزان اثر بخشی افزودن میراگرهای ویسکوز به سازه‌های فولادی را با استفاده از منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار دادند [۴]. Park در تحقیق خود یک روش طراحی بهینه برای کم کردن ساینز اعضای اصلی سازه‌های بلند ارائه داده و به محاسبه محل بهینه میراگر با استفاده از الگوریتم ژنتیک با هدف کنترل تغییر مکان‌های جانبی پرداخت [۵]. Landi و همکارانش تحقیقی در جهت اثربخشی توزیع متفاوت ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز غیرخطی برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بتن مسلح انجام داده‌اند [۶]. Hwang و همکارانش با بررسی پارامترهایی از قبیل حداکثر نیروی میراگر در یک طبقه، مجموع کل نیروی میراگرها و کنترل دررفت طبقه، توزیع ضریب میرایی براساس طبقه‌های موثر را به عنوان یک گزینه مناسب برای طراحی عملی

میراگرهای ویسکوز معرفی نمودند [۷]. Whittle و همکارانش در تحقیقی تأثیر روش‌های مختلف مکانیابی میراگرهای ویسکوز را در جهت بهبود طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها مورد بررسی قرار دادند [۸]. Pricopie و همکارانش تحقیقی را در زمینه بهسازی سازه‌های موجود با استفاده از میراگر ویسکوز انجام دادند و به بررسی محل بهینه میراگر ویسکوز با استفاده از مینیمم کردن پاسخ تغییر مکان در شرایط لرزه‌ای رومانی پرداختند [۹]. Park و همکارانش برای پیدا کردن محل بهینه میراگر در سازه سه بعدی نامتقارن دو سازه ده طبقه و یک سازه بیست طبقه نامتقارن را مورد بررسی قرار دادند [۱۰]. Aydin و همکارانش محل بهینه میراگر را با استفاده از توابع هدف مختلف بررسی کردند و ضریب میرایی میراگرهای اضافه شده را به عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفتند [۱۱].

علاوه بر پژوهش‌های اشاره شده در پاراگراف قبل در سایر تحقیقات صورت پذیرفته در زمینه توزیع بهینه ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان [۲۲-۱۲] نیز ملاحظه می‌شود اکثر محققین اثر روش‌های توزیع میراگر را تنها با در نظر گرفتن اثر آن‌ها بر یکی از پارامترهای پاسخ و به طور جداگانه مورد بررسی قرار داده‌اند. حال آن‌که می‌بایست در نظر داشت که هنگام وقوع زلزله خرابی ساختمان وابسته به ترکیبی از پارامترهای متفاوت می‌باشد، به عنوان مثال خرابی‌ها در اجزای سازه‌ای بیشتر تحت تأثیر تغییر مکان نسبی بین طبقات و در اجزای غیر سازه‌ای بیشتر متأثر از شتاب می‌باشند. بنابراین منطقی است که توزیع میراگر ویسکوز متناسب با ترکیبی از پارامترهای پاسخ سازه و به صورت هم‌زمان مورد بررسی قرار گیرد. به این ترتیب در این تحقیق سعی می‌شود با معرفی دو شاخص عملکرد جدید که شامل وزن دهی به پارامترهای مختلف پاسخ سازه با توجه به سطوح عملکرد متفاوت می‌باشد، پاسخ‌های ساختمان تحت روش‌های متفاوت توزیع میرایی مورد بررسی و مقایسه قرارگیرد. این بررسی با هدف دستیابی به بهترین عملکرد سازه با توجه به تعداد مشخصی از دستگاه‌های میراگر ویسکوز انجام می‌شود. در این پژوهش اثر توزیع میراگرهای ویسکوز را در سه ساختمان محک که معرف سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه هستند، با به کارگیری دو شاخص عملکرد پیشنهادی که یکی ترکیبی از پاسخ‌های لرزه‌ای سازه شامل حداکثر نسبت دررفت طبقات، حداکثر شتاب نسبی طبقات، انرژی ورودی زلزله به سازه و انرژی مستهلک شده توسط میراگرها بوده و شاخص دیگر ترکیبی از برش پایه قبل و بعد از بهسازی سازه‌های مذکور می‌باشد، مورد بررسی قرار داده شده است.



شده است. این رابطه‌های طراحی روش ساده‌ای در اختیار مهندسان طراح برای محاسبه ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز با نسبت میرایی دلخواه قرار می‌دهد. نسبت ضریب میرایی موثر یک سازه ساختمانی با میراگرهای ویسکوز الحاقی متشکل از میرایی ذاتی سازه و نسبت میرایی میراگرهای ویسکوز الحاقی می‌باشد.

$$\xi_e = \xi_0 + \xi_d \quad (1)$$

در رابطه بالا، ξ_e نسبت میرایی موثر سازه، ξ_0 میرایی ذاتی سازه که اغلب ۵٪ فرض می‌شود و ξ_d نسب میرایی اضافه شده به سازه توسط میراگر ویسکوز می‌باشد. با در نظر گرفتن مد اول ارتعاشات در جهت مورد نظر، رابطه ضریب میرایی الحاقی به صورت رابطه (۲) است:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j f_j^2 \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2)$$

که در این رابطه، T پرورد طبیعی اولین مد ارتعاش، C_j ضریب میرایی میراگرها در طبقه j ام، f_j فاکتور بزرگی وابسته به نوع پیکره بندی میراگر در سازه، ϕ_{rj} دریفتمودال، ϕ_i تغییر مکان های افقی مودال طبقه i ام، m_i جرم لرزه‌ای طبقه i ام می‌باشد. در ادامه چهار روش توزیع ضریب میرایی که در این پژوهش مورد بررسی قرار می‌گیرد، ارائه می‌شود.

۲-۱- توزیع ضریب میرایی به صورت یکنواخت

برای سادگی و راحتی در طراحی، مهندسين اغلب فرض می‌کنند که ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز خطی هر طبقه یکسان است. رابطه برای تعیین ضریب میرایی در هر طبقه را می‌توان از رابطه (۳) به دست آورد.

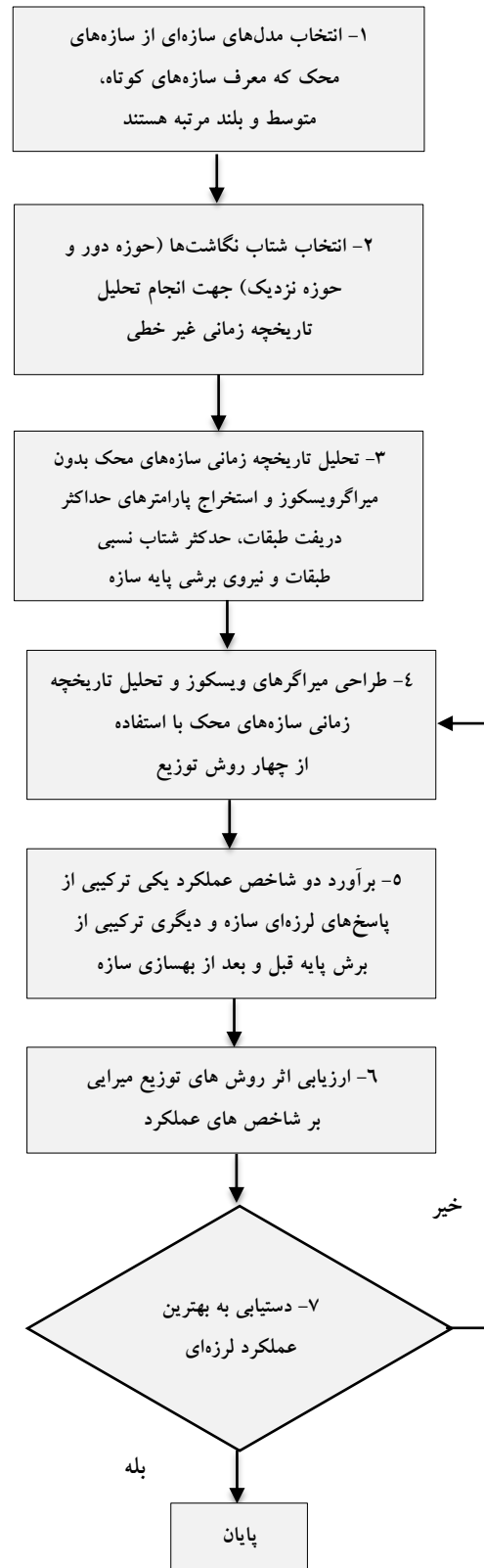
$$C_j = \frac{4\pi \xi_d \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_j f_j^2 \phi_{rj}^2} \quad (3)$$

۲-۲- توزیع میرایی متناسب با نیروی برشی طبقات

روش دیگر توزیع میرایی بین طبقات، توزیع متناسب با نیروی برشی هر طبقه است. با توجه به تئوری دینامیک سازه‌ها می‌توان نیروی برشی هر طبقه V_j را متناسب با S_j که در رابطه (۴) تعریف می‌شود دانست:

$$V_j \propto S_j = \sum_{i=j}^{roof} m_i \phi_i \quad (4)$$

از آنجا که ضریب میرایی یک طبقه متناسب با نیروی برشی طبقه است، ضریب میرایی طبقه j ام به صورت رابطه (۵) بیان



۲- روش‌های مختلف توزیع میرایی در ارتفاع ساختمان در اکثر تحقیق‌های انجام شده رابطه‌های طراحی برای میراگرهای ویسکوز الحاقی به سازه‌های ساختمانی از FEMA 356 اقتباس



شود:

$$(\xi_{eq})_j = \frac{\sum_{i=1}^N \xi_i (\phi_j)_i^T K_i (\phi_j)_i}{\phi_j^T K_s \phi_j} \quad (12)$$

ξ_{eq} نسبت میرایی معادل زامین مد ارتعاش، N تعداد المان‌های سازه، ξ_i نسبت میرایی زامین المان سازه، ϕ_j^T مد ارتعاش زام، K_s سختی کل سیستم، K_i سختی المان زام، $(\phi_j)_i$ بردار تغییر شکل i المان با توجه به مد ارتعاش زام و ϕ_j شکل مد ارتعاش زام می‌باشند. از آنجا که انرژی کرنشی برشی متناسب است با $\phi_{rj} S_j$ ضریب میرایی هر طبقه را می‌توان به صورت رابطه (13) بیان کرد:

$$C_j = q S_j \phi_{rj} \quad (13)$$

در رابطه (13)، q مقدار ثابت می‌باشد. بنابراین ضریب میرایی کل سازه معادل رابطه (14) است:

$$\sum_i C_j = q \sum_i \phi_{ri} S_i \quad (14)$$

با جایگذاری معادله (13) در (14)، ضریب میرایی هر طبقه به دست می‌آید:

$$C_j = \frac{\phi_{rj} S_j}{\sum_i \phi_{ri} S_i} \sum_i C_i \quad (15)$$

با جایگذاری رابطه (15) در رابطه (2)، رابطه (16) را خواهیم داشت:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j [\phi_{rj} S_j (\sum_i C_i) (f_j \phi_{rj})^2]}{4\pi (\sum_i m_i \phi_i^2) (\sum_i \phi_{ri} S_i)} \quad (16)$$

و در نهایت ضریب میرایی کل سازه مطابق رابطه (17) عبارت است از:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi \xi_d (\sum_i m_i \phi_i^2) (\sum_i \phi_{ri} S_i)}{T \sum_i \phi_{ri} S_i (f_j \phi_{ri})^2} \quad (17)$$

با جایگذاری معادله (17) در معادله (15) به توزیع ضریب میرایی براساس انرژی کرنشی برشی هر طبقه به رابطه (18) می‌رسیم.

$$C_i = \frac{4\pi \xi_d \phi_{rj} S_j \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_i \phi_{ri} S_i (f_j \phi_{ri})^2} \quad (18)$$

۲-۴- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات موثر

$$C_j = p S_j \quad (5)$$

p یک ضریب ثابت است. بنابراین ضریب میرایی کل سازه برابر است با جمع ضریب میرایی طبقات در رابطه (6):

$$\sum_i C_i = p \sum_i S_i \quad (6)$$

با جایگذاری رابطه (6) در رابطه (5)، رابطه بین ضریب میرایی هر طبقه با ضریب میرایی کل ساختمان به صورت رابطه (7) به دست می‌آید:

$$C_i = \frac{S_j}{\sum_i S_i} \sum_i C_i \quad (7)$$

با جایگذاری رابطه (7) در رابطه (2)، رابطه (8) را خواهیم داشت:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j [S_j (\sum_i C_i) (f_j \phi_{rj})^2]}{4\pi (\sum_i m_i \phi_i^2) (\sum_i S_i)} \quad (8)$$

نسبت میرایی کل سازه متناظر با نسبت میرایی دلخواه اضافه شده را می‌توان با استفاده از ξ_d به صورت رابطه (9) محاسبه کرد:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi \xi_d (\sum_i m_i \phi_i^2) (\sum_i S_i)}{T \sum_i S_i (f_i \phi_{ri})^2} \quad (9)$$

با تطابق رابطه‌های (7) و (9)، رابطه توزیع ضریب میرایی برای هر طبقه به صورت رابطه (10) خواهد بود:

$$C_i = \frac{4\pi \xi_d S_i \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_i S_i (f_i \phi_{ri})^2} \quad (10)$$

۲-۳- توزیع میرایی براساس انرژی کرنشی برشی طبقات در این روش نسبت میرایی سازه مطابق رابطه (11) است:

$$\xi_s = \sum_i \xi_i \frac{U_i}{U_t} \quad (11)$$

در این رابطه ξ_s نسبت میرایی سازه، ξ_i نسبت میرایی المان سازه، U_i انرژی کرنشی الاستیک المان سازه و U_t انرژی کرنشی الاستیک کل سازه متناظر با تغییر شکل سازه می‌باشد.

نسبت میرایی سیستم که به عنوان نسبت میرایی مرکب سازه مشخص شده است، به صورت رابطه (12) بیان می‌شود:



$$R_d = W_d \frac{\Delta_R}{\Delta_b} \quad (23)$$

W_d ضریب وزنی حداکثر نسبت دریافت طبقات، Δ_b حداکثر نسبت دریافت ساختمان قبل بهسازی و Δ_R حداکثر نسبت دریافت ساختمان بهسازی شده می باشند. R_d از تقسیم حداکثر شتاب نسبی ساختمان بهسازی شده به حداکثر شتاب نسبی ساختمان قبل از بهسازی به صورت رابطه (24) تعیین می گردد:

$$R_d = W_a \frac{a_R}{a_b} \quad (24)$$

W_a ضریب وزنی شتاب نسبی طبقات، a_R حداکثر شتاب مطلق ساختمان بعد از بهسازی و a_b حداکثر شتاب مطلق ساختمان قبل از بهسازی می باشند. R_e از تقسیم تفاضل انرژی ورودی به سازه با انرژی مستهلک شده توسط میراگر بر انرژی ورودی به سازه به صورت رابطه (25) تعیین می گردد:

$$R_e = W_e \frac{E_i - E_D}{E_i} \quad (25)$$

W_e ضریب وزنی نسبت انرژی ورودی به سازه و انرژی مستهلک شده توسط میراگر، E_i انرژی ورودی به سازه و E_D انرژی مستهلک شده توسط میراگر و اسکوز می باشند. مقادیر ضرایب وزنی W_a ، W_e و W_d با توجه به بحرانی ترین حالت پاسخ سازه به ترتیب $0/4$ ، $0/4$ و $0/2$ در نظر گرفته شده است.

با تعریف شاخص عملکرد مطابق با معادله شماره (22)، چنانچه $PI > 0\%$ باشد نشانگر بهبود عملکرد سازه است که شامل کاهش در پارامترهای حداکثر نسبت دریافت بین طبقات، حداکثر شتاب نسبی طبقات و حداکثر انرژی مستهلک شده توسط میراگر می باشد. چنانچه $PI = 0\%$ باشد نشانگر عملکرد نامطلوب و بی اثر بودن روش توزیع میرایی بر پاسخهای سازه ای و غیر سازه ای می باشد.

۳-۲- شاخص نیرو

با توجه به اینکه یکی از مهم ترین آثار به کارگیری میراگرهای ویسکوز در ساختمان کاهش برش پایه سازه می باشد، بنابراین جهت ارزیابی و مقایسه اثر روش های مختلف توزیع میرایی میراگرهای ویسکوز بر کاهش برش پایه ساختمان، شاخص نیرو که ترکیبی از نیروی برش پایه قبل و بعد از بهسازی ساختمان می باشد، به صورت رابطه (26) معرفی می گردد.

$$FI = \left[1 - \frac{F_R}{F_b} \right] \times 100 \quad (26)$$

در این روش به منظور استفاده موثر میراگرهای ویسکوز، ضریب میرایی کل تنها مابین طبقاتی که انرژی کرنشی برشی آنها بزرگتر از میانگین انرژی کرنشی برشی کل سازه باشد، بر اساس رابطه (19) توزیع می شود.

$$\phi_{rj} S_j > \frac{\sum_i \phi_{ri} S_i}{N} \quad (19)$$

در این فرمول N تعداد کل طبقات ساختمان می باشد. با توجه به فرمول های (12) و (16) رابطه بین ضریب میرایی توزیع شده طبقه j ام و ضریب میرایی کل به صورت رابطه (20) بیان می شود:

$$C_j = \frac{\phi_{rj} S_j}{\sum_{i=1}^k \phi_{ri} S_i} \sum_{i=1}^k C_i \quad (20)$$

در رابطه (20)، k تعداد طبقاتی است که مقدار انرژی کرنشی برشی آنها بزرگتر از مقدار انرژی کرنشی برشی میانگین کل سازه بوده است. در نهایت ضریب میرایی طبقات موثر به صورت رابطه (21) ارائه می شود:

$$C_j = \frac{4\pi \xi_a \phi_{rj} S_j \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_{i=1}^k \phi_{ri} S_i (f_j \phi_{ri})^2} \quad (21)$$

۳- معرفی شاخص عملکرد و شاخص نیرو پیشنهادی

در این بخش از تحقیق جهت ارزیابی اثر روش های مختلف توزیع ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان بر پاسخهای سازه ای و غیر سازه ای، شاخص هایی که ترکیبی از پاسخهای سازه ای و غیر سازه ای قبل و بعد از بهسازی هستند، معرفی می گردد. این شاخص ها شامل شاخص عملکرد و شاخص نیرو می باشند.

۳-۱- شاخص عملکرد

شاخص عملکرد پیشنهادی هر سازه ترکیبی از پارامترهای پاسخهای سازه ای و غیر سازه ای ساختمان با و بدون میراگر است که تحت تأثیر شتاب نگاشت های حوزه نزدیک کوبه و نورث ریج و شتابنگاشت های حوزه دور السنترو و هاچینوه قرار گرفته و به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحلیل شده اند و به صورت رابطه (22) تعریف می گردند:

$$PI = \left[1 - \sqrt{R_d^2 + R_a^2 + R_e^2} \right] \times 100 \quad (22)$$

R_d از تقسیم حداکثر نسبت دریافت ساختمان بهسازی شده به حداکثر نسبت دریافت ساختمان قبل از بهسازی به صورت رابطه (23) تعیین می گردد:



در معادله فوق F_R نشانگر میزان نیروی برش پایه بعد از بهسازی لرزه‌ای بوده و F_b بیانگر میزان نیروی برش پایه قبل از بهسازی لرزه‌ای می‌باشد. با توجه به شاخص نیروی تعریف شده، $FI > 0\%$ نشانگر عملکرد مطلوب و ایده‌آل سازه بهسازی شده نسبت به سازه بدون میراگر می‌باشد. چنانچه $FI = 0\%$ نشانگر عملکرد نامطلوب روش توزیع میرایی می‌باشد.

۴- معرفی سازه‌های محک برای ارزیابی روش‌های توزیع

برای ارزیابی روش‌های مختلف توزیع ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان، از سه ساختمان شاخص ارایه شده توسط اوهوری و همکاران استفاده می‌نماییم [۲۳]. محققین حوزه کنترل سازه‌ها با در نظر گرفتن سازه‌های مختلف و معیارهای متفاوت سعی در نشان دادن اثر روش یا وسیله کنترل خاصی داشتند، اما با توجه به فقدان اصول مشترک در تحقیقات امکان مقایسه روش‌ها و یا وسایل کنترلی آنها با یکدیگر موجود نبود. کمیته کنترل سازه انجمن مهندسين امريکا با درک اهميت وجود سازه‌های محک در کنترل سازه‌ها سعی در ایجاد و توسعه آنها کرد. سازه‌های محک شامل مشخصات چند سازه، نحوه مدل‌سازی آنها و معیارهای ارزیابی می‌باشند که در اختیار محققین قرار گرفتند تا با در نظر گرفتن سیستم‌های کنترل مورد نظرشان معیارها را برای ساختمان‌های شاخص ارایه شده بررسی کنند. این ساختمان‌های سه، نه و بیست طبقه به عنوان قسمتی از پروژه فولادی SAC برای مناطق لس آنجلس و کالیفرنیا طراحی شده‌اند. هدف از انتخاب این ساختمان‌ها برای مثال‌های طراحی این تحقیق، مهیا کردن یک مبنای شفاف برای ارزیابی روش‌های مختلف توزیع ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان می‌باشد. هر سه ساختمان به صورت قابل توجهی در مشخصات دینامیکی و ظرفیت مقاومت جانبی با هم متفاوت هستند به نحوی که یک مبنای گسترده را برای مقایسه‌ی راهبردهای مختلف کنترل سازه مهیا می‌سازند. سازه‌های این ساختمان‌ها مطابق با الزامات آیین‌نامه‌های محلی و با در نظر گرفتن بارهای ثقلی، باد و زلزله طراحی شده‌اند و نشان دهنده ساختمان‌ها کوتاه، میان و بلند مرتبه هستند. سیستم سازه‌ای برای هر سه ساختمان شامل قاب‌های مقاوم خمشی محیطی و قاب‌های مفصلی داخلی با استفاده از اتصال برشی می‌باشد. سازه سه طبقه پنج مارک دارای ابعاد $36/58$ متر در $54/87$ متر در پلان و $11/89$ متر ارتفاع است. سازه دارای شش دهانه در جهت شرق-غرب و چهار دهانه در جهت شمال-جنوب می‌باشد و عرض تمامی دهانه‌ها $9/5$ متر است. سیستم

برابر جانبی سازه از قاب‌های مقاوم خمشی پیرامونی هست. دهانه‌های میانی سازه دارای قاب‌های ساده است. ستون‌های سازه دارای مقاومت 345 مگاپاسکال می‌باشند. ستون‌های قاب خمشی بال پهن هستند. ارتفاع طبقات کف به کف (مرکز به مرکز تیر) $3/96$ متر می‌باشد. پایه‌های ستون‌ها به صورت اتصال گیردار به زمین متصل شده‌اند. تیرهای سازه از پروفیل بال پهن به مقاومت 248 مگاپاسکال است. بارگذاری سازه به صورت اعمال جرم لرزه سازه در جهت جنوب به شمال می‌باشد. جرم لرزه‌ای طبقات اول و دوم $9/57 \times 10^6$ کیلوگرم و در طبقه سوم $1/04 \times 10^6$ کیلوگرم در نظر گرفته شده‌است. جرم لرزه‌ای کل سازه $2/95 \times 10^6$ کیلوگرم می‌باشد.

سازه ۹ طبقه پنج مارک دارای ابعاد $45/73$ متر در $45/73$ متر در پلان و $37/19$ متر در ارتفاع می‌باشد. این سازه دارای شش دهانه در جهت شمال به جنوب و شش دهانه در جهت شرق به غرب می‌باشد و عرض تمامی دهانه‌ها $9/5$ متر است. سیستم مقاوم جانبی سازه با استفاده از قاب‌های مقاوم خمشی پیرامونی سازه می‌باشد. دهانه‌های میانی سازه دارای قاب‌های ساده است. ستون‌های سازه دارای مقاومت 345 مگاپاسکال می‌باشند. ستون‌های قاب خمشی بال پهن هستند. ساختمان دارای زیر زمین $B1$ است و سطح نهم بام سازه می‌باشد. فاصله سطح طبقه اول تا سطح زیرین آن $3/65$ متر، فاصله طبقه اول تا طبقه هم‌کف $5/49$ متر و فواصل سایر طبقات $3/96$ متر می‌باشد. ستون‌ها به صورت اتصال گیردار به زمین متصل شده‌اند. تیرهای سازه از پروفیل بال پهن به مقاومت 248 مگاپاسکال می‌باشند. بارگذاری سازه به صورت اعمال جرم لرزه سازه در جهت جنوب به شمال در هر طبقه می‌باشد. جرم لرزه‌ای طبقه هم‌کف $9/65 \times 10^6$ کیلوگرم، طبقه اول $1/01 \times 10^6$ کیلوگرم، برای طبقات دوم تا هشتم $9/89 \times 10^6$ کیلوگرم و طبقه نهم $1/07 \times 10^6$ کیلوگرم می‌باشد. جرم لرزه‌ای کل سازه $9/00 \times 10^6$ کیلوگرم است. سازه ۲۰ طبقه پنج مارک دارای ابعاد $30/48$ متر در $36/58$ متر در پلان و $80/77$ متر در ارتفاع می‌باشد. این سازه دارای پنج دهانه در جهت شمال به جنوب و شش دهانه در جهت شرق به غرب می‌باشد و عرض همه دهانه‌ها $6/10$ متر است. سیستم مقاوم جانبی سازه با استفاده از قاب‌های مقاوم خمشی پیرامونی سازه می‌باشد. دهانه‌های میانی سازه دارای قاب‌های ساده است. ستون‌های قاب خمشی سازه از پروفیل‌های بال پهن دارای مقاومت 345 مگاپاسکال بوده و تیرهای سازه از پروفیل‌های بال پهن بوده و دارای مقاومت 248 مگاپاسکال می‌باشند. سازه ۲۰ طبقه با توجه به سطح هم‌کف شماره گذاری



۶- طراحی میراگرها با روش‌های توزیع مختلف میرایی در این قسمت از تحقیق با استفاده از فرمول‌های ارایه شده در بخش ۲ مقاله و با فرض آن که نسبت میرایی الحاقی هدف ۲۰ درصد باشد، به تعیین پارامترهای میراگرها ویسکوز غیر خطی طبقات مختلف ساختمان‌های محک می‌پردازیم. نتایج طراحی میراگرها برای چهار روش توزیع زیر به ترتیب در جداول (۱) تا (۱۲) ارایه شده است.

- ۱- توزیع ضریب میرایی به صورت یکنواخت^۱
- ۲- توزیع ضریب میرایی متناسب با نیروی برشی طبقه^۲
- ۳- توزیع ضریب میرایی براساس انرژی کرنشی برشی طبقه^۳
- ۴- توزیع ضریب میرایی براساس انرژی کرنشی برشی طبقات موثر^۴

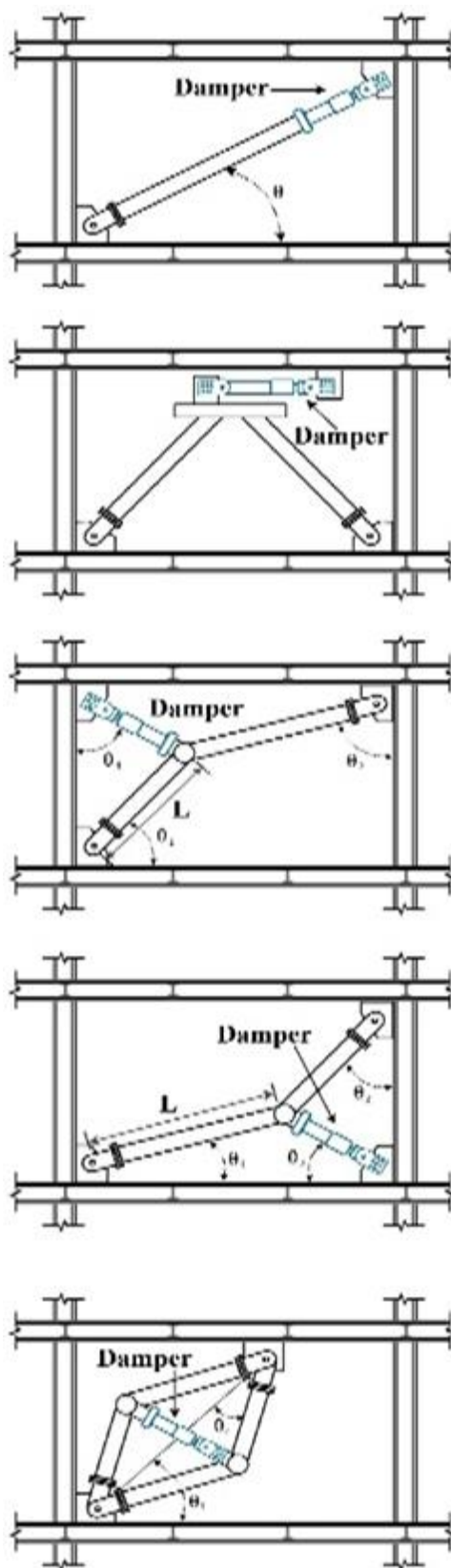
۷- بررسی نتایج بهسازی با روش‌های مختلف توزیع میرایی در طبقات

۷-۱- تاثیر روش‌های مختلف توزیع میرایی بر شاخص عملکرد

نتایج حاصل از تأثیر چهار روش توزیع ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز در سازه‌های محک برای شاخص عملکرد در شکل شماره (۵) ارایه شده است. از آنجا که هدف دستیابی به شاخص عملکرد مناسب (PI بالاتر) است، با توجه به مقادیر عددی شکل (۵) می‌توان مشاهده کرد هر چهار روش نتایجی تقریباً مشابه بر روی شاخص عملکرد داشته‌اند. توزیع ضریب میرایی به روش‌های انرژی تأثیر نسبتاً مطلوب‌تری بر روی شاخص عملکرد داشته است.

۷-۲- تاثیر روش‌های مختلف توزیع میرایی بر شاخص نیرو

نتایج حاصل از تأثیر چهار روش توزیع ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز در سازه‌های محک برای شاخص نیرو در شکل شماره (۶) ارایه شده است. از آنجا که هدف دستیابی به شاخص عملکرد مطلوب (FI بالاتر) است، با توجه به مقادیر عددی شکل (۶) مشاهده می‌شود تأثیر توزیع به روش‌های انرژی تأثیر مطلوب‌تری بر روی شاخص نیرو داشته‌اند. همچنین با توجه به نتایج، در خصوص تأثیر شتاب نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک می‌توان مشاهده کرد، هنگامی که سازه‌های محک تحت شتاب نگاشت حوزه دور قرار داشته باشد نقش میراگر ویسکوز در کاهش نیروی برش پایه موثرتر است از زمانی که سازه تحت شتاب نگاشت حوزه نزدیک قرار گرفته است.



شکل ۴- پیکره بندی‌های مختلف میراگر ویسکوز

جدول ۱- توزیع میرایی براساس توزیع یکنواخت برای سازه ۳ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	f_i	m_i	φ_{rj} (mm)	φ_i (mm)	طبقه
۲۲/۶۵	۴۵/۳۰	۰/۲	۱/۰۱	۳۳/۳۳	۱۳۵/۹	۱۱۰۶۲۹	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۴	۰/۳۴	۱
۲۲/۶۵	۴۵/۳۰			۳۳/۳۳		۵۹۷۲۶۴	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۵	۰/۷۹	۲
۲۲/۶۵	۴۵/۳۰			۳۳/۳۳		۱۳۲۷۹۷۶	۰/۹۱۸	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۴	۱/۱۳	۳
۶۷/۹۵	۱۳۵/۹۰	---	---	٪۱۰۰	۱۳۵/۹	۲۰۳۵۸۶۹	مجموع				

φ_i : Modal Displacement; φ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۲- توزیع میرایی براساس توزیع یکنواخت برای سازه ۹ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	f_i	m_i	φ_{rj} (mm)	φ_i (mm)	طبقه
۲۴/۵	۴۹/۳۱	۰/۲	۲/۳۴	۱۱/۱۱	۴۴۳/۸۶	۱۲۹۴۲	۰/۸۵۷	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۱۱۳۲	۰/۱۱۳۲	۱
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۳۷۷۲۳	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۲۱	۰/۱۹۵۳	۲
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۷۶۲۶۹	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۲۴	۰/۲۷۷۷	۳
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۱۲۹۳۱۶	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۳۹	۰/۳۶۱۶	۴
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۱۹۲۹۵۳	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۰۱	۰/۴۴۱۷	۵
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۲۶۳۰۲۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴۰	۰/۵۱۵۷	۶
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۳۴۴۲۷۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴۳	۰/۵۹۰۰	۷
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۴۳۱۹۸۴	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۰۹	۰/۶۶۰۹	۸
۲۴/۵	۴۹/۳۱			۱۱/۱۱		۵۵۱۶۱۱	۰/۹۱۸	۱۰۷۰۰۰۰	۰/۰۵۷۱	۰/۷۱۸۰	۹
۲۲۱/۹۲	۴۴۳/۸۶	---	---	٪۱۰۰	۴۴۳/۸۶	۲۰۴۰۰۹۰	مجموع				

φ_i : Modal Displacement; φ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۳- توزیع میرایی براساس توزیع یکنواخت برای سازه ۲۰ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	f_i	m_i	φ_{rj} (mm)	φ_i (mm)	طبقه
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷	۰/۲	۳/۸۴۷	۵	۸۷۳/۴۱	۱۷۰۳	۰/۷۴۳	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵۰	۱
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۵۱۹۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷۰	۲
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۰۳۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۳۷۰	۳
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۷۲۹۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۷۷۰	۴
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۲۵۹۹۳	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۲۱۷۰	۵
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۳۵۸۹۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵۰	۶
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۴۷۳۸۹	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳۰	۷
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۵۹۷۴۹	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹۰	۸
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۷۲۷۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳۰	۹
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۸۶۱۲۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵۰	۱۰
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۰۰۶۴۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۴۲۷۰	۱۱
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۱۵۲۸۵	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۰	۰/۴۵۷۰	۱۲
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۳۰۳۸۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶۰	۱۳
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۴۵۲۶۹	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳۰	۱۴
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۵۹۷۷۳	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸۰	۱۵
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۷۳۱۰۷	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶۰۰	۱۶
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۸۵۶۹۳	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۰	۰/۵۸۰۰	۱۷
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۱۹۶۷۳۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷۰	۱۸
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۲۰۶۰۷۳	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱۰	۱۹
۲۱/۸۳	۴۳/۶۷			۵		۲۲۵۲۱۴	۰/۸۳۸	۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱۰	۰/۶۲۱۰	۲۰
۴۳۶/۷۰	۸۷۳/۴۱	---	---	٪۱۰۰	۸۷۳/۴۱	۲۰۰۰۶۱۶	مجموع				

φ_i : Modal Displacement; φ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۴- توزیع میرایی متناسب با نیروی برشی طبقات برای سازه ۳ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۲۸/۵۹	۵۷/۱۸	۰/۲	۱/۰۱	۴۲/۰۸	۱۳۵/۹	۱۱۰۶۲۹	۲۲۵۶۶۱۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۴	۰/۳۴	۱
۲۴/۴۷	۴۸/۹۴			۳۶/۰۱		۵۹۷۲۶۴	۱۹۳۱۲۳۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۵	۰/۷۹	۲
۱۴/۸۹	۲۹/۷۸			۲۱/۹۱		۱۳۳۷۹۷۶	۱۱۷۵۲۰۰	۰/۹۱۸	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۴	۱/۱۳	۳
۶۷/۹۵	۱۳۵/۹۰	---	---	٪۱۰۰	۱۳۵/۹	۲۰۳۵۸۶۹	۵۳۶۳۰۴۰	مجموع				

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۵- توزیع میرایی متناسب با نیروی برشی طبقات برای سازه ۹ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۳۵/۶۵	۷۱/۳۰	۰/۲	۲/۳۴	۱۶/۰۶	۴۴۳/۸۵	۱۲۹۴۲	۳۸۹۲۰۲۰/۱	۰/۸۵۷	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۱۱۳۲	۰/۱۱۳۲	۱
۳۴/۶۳	۶۹/۲۰			۱۵/۵۹		۳۷۷۲۳	۳۷۷۶۸۸/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۲۱	۰/۱۹۵۳	۲
۳۲/۸۳	۶۵/۶۷			۱۴/۸۰		۷۶۲۶۹	۳۵۸۴۵۳۶/۴	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۲۴	۰/۲۷۷۷	۳
۳۰/۳۱	۶۰/۶۳			۱۳/۶۶		۱۲۹۳۱۶	۳۳۰۹۸۹۱/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۳۹	۰/۳۶۱۶	۴
۲۷/۰۴	۵۴/۰۸			۱۲/۱۹		۱۹۲۹۵۳	۲۹۵۲۲۶۸/۷	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۸۰۱	۰/۴۴۱۷	۵
۲۳/۰۴	۴۶/۰۸			۱۰/۳۸		۲۶۳۰۲۱	۲۵۱۵۴۲۷/۴	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴۰	۰/۵۱۵۷	۶
۱۸/۳۷	۳۶/۷۴			۸/۲۸		۳۴۴۲۷۱	۲۰۰۵۴۰۰/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴۳	۰/۵۹۰۰	۷
۱۳/۰۲	۲۶/۰۴			۵/۸۷		۴۳۱۹۸۴	۱۴۲۱۸۹۰/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۰۹	۰/۶۶۰۹	۸
۷/۰۳	۱۴/۰۷			۳/۱۷		۵۵۱۶۱۱	۷۶۸۲۶۰/۰	۰/۹۱۸	۱۰۷۰۰۰۰	۰/۰۵۷۱	۰/۷۱۸۰	۹
۲۲۱/۹۲	۴۴۳/۸۵	---	---	٪۱۰۰	۴۴۳/۸۵	۲۰۴۰۰۹۰	۲۴۲۲۷۳۸۲	مجموع				

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۶- توزیع میرایی متناسب با نیروی برشی طبقات برای سازه ۲۰ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۳۳/۲	۶۶/۳۵	۰/۲	۳/۸۴۷	۷/۶۰	۸۷۳/۴۱	۱۷۰۳/۰۷۵	۴۲۷۵۲۹۳	۰/۷۴۳	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵۰	۱
۳۲/۹	۶۵/۸۷			۷/۵۴		۵۱۹۳/۷۶۸	۴۲۴۴۳۲۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷۰	۲
۳۲/۵	۶۵/۰۴			۷/۴۵		۱۰۳۶۰/۴۹	۴۱۹۰۷۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۳۷۰	۳
۳۱/۹	۶۳/۸۷			۷/۳۱		۱۷۲۹۳/۶۱	۴۱۱۵۱۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۷۷۰	۴
۳۱/۲	۶۲/۳۵			۷/۱۴		۲۵۹۹۳/۱۳	۴۰۱۷۴۵۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۲۱۷۰	۵
۳۰/۲	۶۰/۴۹			۶/۹۳		۳۵۸۹۳/۸۰	۳۸۹۷۶۷۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵۰	۶
۲۹/۲	۵۸/۳۱			۶/۶۸		۴۷۳۸۸/۶۵	۳۷۵۶۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳۰	۷
۲۷/۹	۵۵/۸۰			۶/۳۹		۵۹۷۴۹/۰۳	۳۵۹۵۱۷۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹۰	۸
۲۶/۵	۵۲/۹۸			۶/۰۷		۷۲۷۳۶/۴۹	۳۴۱۳۵۶۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳۰	۹
۲۴/۹	۴۹/۸۷			۵/۷۱		۸۶۱۲۵/۸۰	۳۲۱۳۱۹۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵۰	۱۰
۲۳/۲	۴۶/۴۸			۵/۳۲		۱۰۰۶۴۵/۶	۲۹۹۵۱۵۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۴۲۷۰	۱۱
۲۱/۴	۴۲/۸۳			۴/۹۰		۱۱۵۲۸۴/۶	۲۷۵۹۴۴۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۰	۰/۴۵۷۰	۱۲
۱۹/۵	۳۸/۹۱			۴/۴۶		۱۳۰۳۸۰/۲	۲۵۰۷۱۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶۰	۱۳
۱۷/۴	۳۴/۷۵			۳/۹۸		۱۴۵۲۶۹/۳	۲۲۳۸۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳۰	۱۴
۱۵/۲	۳۰/۳۵			۳/۴۸		۱۵۹۷۷۳/۱	۱۹۵۵۷۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸۰	۱۵
۱۲/۹	۲۵/۷۴			۲/۹۵		۱۷۳۱۰۷/۲	۱۶۵۸۷۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶۰۰	۱۶
۱۰/۵	۲۰/۹۵			۲/۴۰		۱۸۵۶۹۲/۸	۱۳۴۹۶۴۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۰	۰/۵۸۰۰	۱۷
۸/۰	۱۵/۹۸			۱/۸۳		۱۹۶۷۳۷/۸	۱۰۲۹۴۸۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷۰	۱۸
۵/۴	۱۰/۸۶			۱/۲۴		۲۰۶۰۷۳/۲	۶۹۹۹۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱۰	۱۹
۲/۸	۵/۶۳			۰/۶۴		۲۲۵۲۱۴/۳	۳۶۲۶۶۴	۰/۸۳۸	۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱۰	۰/۶۲۱۰	۲۰
۴۳۶/۷	۴۱/۸۷۳	---	---	٪۱۰۰	۸۷۳/۴۱	۲۰۰۰۶۱۶	مجموع					

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass



جدول ۷- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات برای سازه ۳ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۲۵/۶۰	۵۱/۲۱	۰/۲	۱/۰۱	۳۷/۶۹	۱۳۵/۹۱	۱۱۰/۶۲۹	۷۶۷۲۴۷/۴	۲۲۵۶۶۱۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۴	۰/۳۴	۱
۲۹/۰۰	۵۸/۰۱			۴۲/۶۹		۵۹۷۲۶۴	۸۶۹۰۵۳/۵	۱۹۳۱۲۳۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۵	۰/۷۹	۲
۱۳/۳۳	۲۶/۶۷			۱۹/۶۳		۱۳۲۷۹۷۶	۳۹۹۵۶۸	۱۱۷۵۲۰۰	۰/۹۱۸	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۴	۱/۱۳	۳
۶۷/۹۵	۱۳۵/۹۰	---	---	٪۱۰۰	۱۳۵/۹۱	۲۰۳۵۸۶۹	۲۰۳۵۸۶۹	مجموع					

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۸- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات برای سازه ۹ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۴۷/۹۲	۹۵/۸۵	۰/۲	۲/۳۴	۲۱/۶۰	۴۴۳/۸	۱۲۹۴۲	۴۴۰۵۷۶/۶۸	۳۸۹۲۰۲۰	۰/۸۵۷	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۱۱۳۲	۰/۱۱۳۲	۱
۳۳/۸۳	۶۷/۴۷			۱۵/۲۰		۳۷۷۲۳	۳۱۰۱۴۸/۱۹	۳۷۷۷۶۸۸	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۲۱	۰/۱۹۵۳	۲
۳۲/۱۳	۶۴/۲۶			۱۴/۴۸		۷۶۲۶۹	۲۹۵۳۶۵/۸۰	۳۵۸۴۵۳۶	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۲۴	۰/۲۷۷۷	۳
۳۰/۲۰	۶۰/۴۱			۱۳/۶۱		۱۲۹۳۱۶	۲۷۷۶۹۹/۸۶	۳۳۰۹۸۹۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۳۹	۰/۳۶۱۶	۴
۲۵/۷۲	۵۱/۴۴			۱۱/۵۹		۱۹۲۹۵۳	۲۳۶۴۶۷/۷۲	۲۹۵۲۲۶۸	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۰۱	۰/۴۴۱۷	۵
۲۰/۲۴	۴۰/۴۹			۹/۱۲		۲۶۳۰۲۱	۱۸۶۱۴۱/۶۳	۲۵۱۵۴۲۷	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۷۷۴	۰/۵۱۵۷	۶
۱۶/۲۰	۳۲/۴۱			۷/۳۰		۳۴۴۲۷۱	۱۴۹۰۰۱/۲۳	۲۰۰۵۴۰۰	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۷۴۳	۰/۵۹۰۰	۷
۱۰/۹۶	۲۱/۹۳			۴/۹۴		۴۳۱۹۸۴	۱۰۰۸۱۲/۰۱	۱۴۲۱۸۹۰	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۷۰۹	۰/۶۶۰۹	۸
۴/۷۷۲	۹/۵۴			۲/۱۵		۵۵۱۶۱۱	۴۲۸۶۷/۶۴	۷۶۸۲۶۰	۰/۹۱۸	۱۰۷۰۰۰۰	۰/۵۷۱	۰/۷۱۸۰	۹
۲۲۱/۹	۴۴۳/۸	---	---	٪۱۰۰	۴۴۳/۸	۲۰۴۰۰۹۰	۲۰۴۰۰۸۹	مجموع					

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۹- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات برای سازه ۲۰ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۵۱/۳	۱۰۲/۶۶	۰/۲	۳/۸۴۷	۱۱/۷۵	۸۷۳/۴۱	۱۷۰۳	۲۳۵۱۴۱	۴۲۷۵۲۹۳	۰/۷۴۳	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵۰	۱
۳۸/۹۰	۷۷/۸۲			۸/۹۱		۵۱۹۳	۱۷۸۲۶۱	۴۲۴۴۳۲۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷۰	۲
۳۶/۶۰	۷۳/۱۸			۸/۳۸		۱۰۳۶۰	۱۶۷۶۳۱	۴۱۹۰۷۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۳۷۰	۳
۳۵/۹۰	۷۱/۸۶			۸/۲۳		۱۷۲۹۳	۱۶۴۶۰۶	۴۱۱۵۱۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۷۷۰	۴
۳۵/۱۰	۷۰/۱۶			۸/۰۳		۲۵۹۹۳	۱۶۰۶۹۸	۴۰۱۷۴۵۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۲۱۷۰	۵
۳۲/۳۰	۶۴/۶۶			۷/۴۰		۳۵۸۹۳	۱۴۸۱۱۱	۳۸۹۷۶۷۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵۰	۶
۳۱/۲۰	۶۲/۳۳			۷/۱۴		۴۷۳۸۸	۱۴۲۷۶۲	۳۷۵۶۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳۰	۷
۲۸/۳۰	۵۶/۵۰			۶/۴۷		۵۹۷۴۹	۱۲۹۴۲۶	۳۵۹۵۱۷۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹۰	۸
۲۵/۳۰	۵۰/۶۷			۵/۸۰		۷۲۷۳۶	۱۱۶۰۶۱	۳۴۱۳۵۶۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳۰	۹
۲۲/۴۰	۴۴/۸۹			۵/۱۴		۸۶۱۲۵	۱۰۲۸۲۲	۳۲۱۳۱۹۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵۰	۱۰
۲۰/۹۰	۴۱/۸۴			۴/۷۹		۱۰۰۶۴۵	۹۵۸۴۴	۲۹۹۵۱۵۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۴۲۷۰	۱۱
۱۸/۱۰	۳۶/۱۴			۴/۱۴		۱۱۵۲۸۴	۸۲۷۸۳	۲۷۵۹۴۴۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۰	۰/۴۵۷۰	۱۲
۱۵/۹۰	۳۱/۷۴			۳/۶۳		۱۳۰۳۸۰	۷۲۷۰۸	۲۵۰۷۱۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶۰	۱۳
۱۳/۲۰	۲۶/۳۹			۳/۰۲		۱۴۵۲۶۹	۶۰۴۵۰	۲۲۳۸۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳۰	۱۴
۱۰/۷۰	۲۱/۳۵			۲/۴۴		۱۵۹۷۷۳	۴۸۸۹۳	۱۹۵۵۷۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸۰	۱۵
۸/۰۰	۱۵/۹۳			۱/۸۲		۱۷۳۱۰۷	۳۶۴۹۲	۱۶۵۸۷۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶۰۰	۱۶
۵/۹۰	۱۱/۷۸			۱/۳۵		۱۸۵۶۹۲	۲۶۹۹۲	۱۳۴۹۶۴۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۰	۰/۵۸۰۰	۱۷
۳/۸۰	۷/۶۴			۰/۸۷		۱۹۶۷۳۷	۱۷۵۰۱	۱۰۲۹۴۸۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷۰	۱۸
۲/۱۰	۴/۲۸			۰/۴۹		۲۰۶۰۷۳	۹۷۹۹	۶۹۹۹۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱۰	۱۹
۰/۸۰	۱/۵۸			۰/۱۸		۲۲۵۲۱۴	۳۶۲۶	۳۶۲۶۶۴	۰/۸۳۸	۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱۰	۰/۶۲۱۰	۲۰
۴۳۶/۷	۸۷۳/۴	---	---	٪۱۰۰	۸۷۳/۴۱	۲۰۰۰۶۱۶	۲۰۰۰۶۱۵	مجموع					

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۱۰- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات موثر برای سازه ۳ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۳۱/۸۶	۶۳/۷۲	۰/۲	۱/۰۱	۴۶/۸۹	۱۳۵/۹	۱۱۰۶۲۹	۷۶۷۲۴۷	۲۲۵۶۶۱۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۴	۰/۳۴	۱
۳۶/۰۹	۷۲/۱۸			۵۳/۱۱		۵۹۷۲۶۴	۸۶۹۰۵۳	۱۹۳۱۲۳۰	۰/۹۱۸	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۵	۰/۷۹	۲
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۳۲۷۹۷۶	۳۹۹۵۶۸	۱۱۷۵۲۰۰	۰/۹۱۸	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۴	۱/۱۳	۳
۶۷/۹۵	۱۳۵/۹	---	---	٪۱۰۰	۱۳۵/۹	۲۰۳۵۸۶۹	مجموع						

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۱۱- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات موثر برای سازه ۹ طبقه

C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۱۰۳/۱	۵۱/۵۸	۰/۲	۲/۳۴	۲۳/۲۴	۴۴۳/۸۰	۱۲۹۴۲	۴۴۰۵۷۶	۳۸۹۲۰۲۰/۱	۰/۸۵۷	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۱۱۳۲	۰/۱۱۳۲	۱
۷۲/۶۲	۳۶/۳۱			۱۶/۳۶		۳۷۷۲۳	۳۱۰۱۴۸	۳۷۷۷۸۸/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۲۱	۰/۱۹۵۳	۲
۶۹/۱۶	۳۴/۵۸			۱۵/۵۸		۷۶۲۶۹	۲۹۵۳۶۵	۳۵۸۴۵۳۶/۴	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۲۴	۰/۲۷۷۷	۳
۶۵/۰۳	۳۲/۵۱			۱۴/۶۵		۱۲۹۳۱۶	۲۷۷۶۹۹	۳۳۰۹۸۹۱/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۳۹	۰/۳۶۱۶	۴
۵۵/۳۷	۲۷/۶۸			۱۲/۴۸		۱۹۲۹۵۳	۲۳۶۴۷۶	۲۹۵۲۲۶۸/۷	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۸۰۱	۰/۴۴۱۷	۵
۴۳/۵۸	۲۱/۷۹			۹/۸۲		۲۶۳۰۲۱	۱۸۶۱۴۱	۲۵۱۵۴۲۷/۴	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴	۰/۵۱۵۷	۶
۳۴/۸۹	۱۷/۴۴			۷/۸۶		۳۴۴۲۷۱	۱۴۹۰۰۱	۲۰۰۵۴۰۰/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۴۳	۰/۵۹۰۰	۷
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۴۳۱۹۸۴	۰	۱۴۲۱۸۹۰/۱	۰/۹۱۸	۹۸۹۰۰۰	۰/۰۷۰۹	۰/۶۶۰۹	۸
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۵۵۱۶۱۱	۰	۷۸۲۶۰/۰	۰/۹۱۸	۱۰۷۰۰۰۰	۰/۰۵۷۱	۰/۷۱۸۰	۹
۴۴۳/۸	۲۲۱/۹	---	---	٪۱۰۰	۴۴۳/۸۰	۲۰۴۰۰۹۰	مجموع						

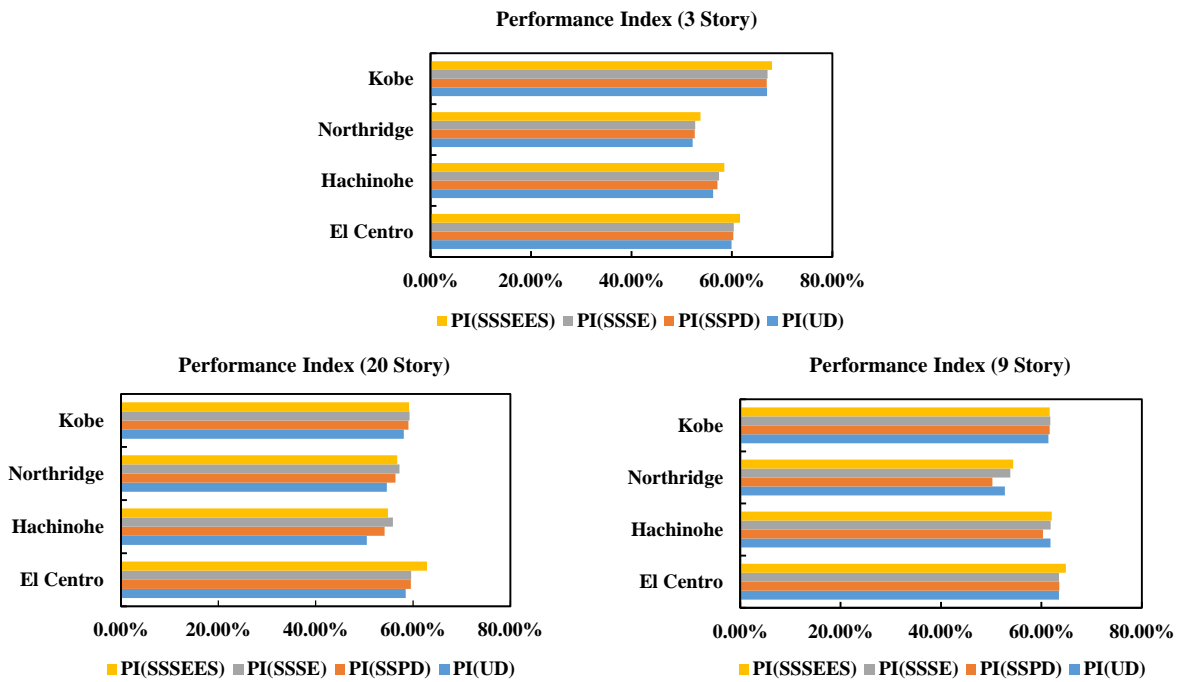
ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass

جدول ۱۲- توزیع میرایی متناسب با انرژی کرنشی برشی طبقات موثر برای سازه ۲۰ طبقه

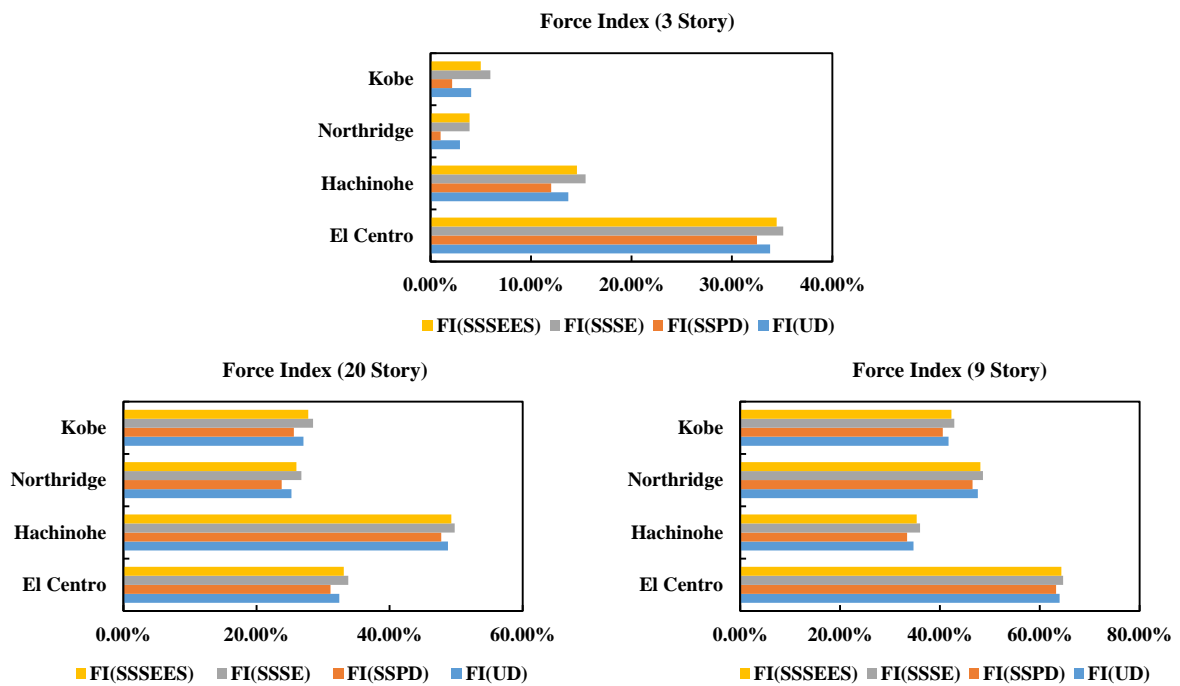
C_d (MN.s/m)	C_j (MN.s/m)	ξ_d	T_m (s)	%	C_i (MN.s/m)	$m_i \phi_i^2$	$S_i \times \phi_{rj}$	$S_i =$ $m_i \times \phi_i$	f_i	m_i	ϕ_{rj} (mm)	ϕ_i (mm)	طبقه
۶۶/۴۴	۱۳۲/۸۸	۰/۲	۳/۸۴۷	۱۵/۲۱	۸۷۳/۴	۱۷۰۳/۰۷۵	۲۳۵۱۴۱	۴۲۷۵۲۹۳	۰/۷۴۳	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵	۱
۵۰/۳۷	۱۰۰/۷۴			۱۱/۵۳		۵۱۹۳/۷۶۸	۱۷۸۲۶۱	۴۲۴۴۳۲۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷	۲
۴۷/۳۶	۹۴/۷۳۲			۱۰/۸۵		۱۰۳۶/۰۴۹	۱۶۷۶۳۱	۴۱۹۰۷۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۳۷	۳
۴۶/۵۱	۹۳/۰۲۳			۱۰/۶۵		۱۷۲۹۳/۶۱	۱۶۴۶۰۶	۴۱۱۵۱۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۱۷۷	۴
۴۵/۴۰	۹۰/۸۱۴			۱۰/۴۰		۲۵۹۹۳/۱۳	۱۶۰۶۹۸	۴۰۱۷۴۵۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۲۱۷	۵
۴۱/۸۵	۸۳/۷۰۱			۹/۵۸		۳۵۸۹۳/۸۰	۱۴۸۱۱۱	۳۸۹۷۶۷۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵	۶
۴۰/۳۳	۸۰/۶۷۸			۹/۲۴		۴۳۸۸/۶۵	۱۴۲۷۶۲	۳۷۵۶۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳	۷
۳۶/۵۷	۷۳/۱۴۲			۸/۳۷		۵۹۷۴۹/۰۳	۱۲۹۴۲۶	۳۵۹۱۷۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹	۸
۳۲/۷۹	۶۵/۵۸۹			۷/۵۱		۷۲۷۳۶/۴۹	۱۱۶۰۶۱	۳۴۱۳۵۶۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳	۹
۲۹/۰۵	۵۸/۱۰۷			۶/۶۵		۸۶۱۲۵/۸۰	۱۰۲۸۲۲	۳۲۱۳۱۹۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵	۱۰
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۰۰۶۴۵/۶	۹۵۸۴۴	۲۹۹۵۱۵۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۴۲۷	۱۱
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۱۵۲۸۴/۶	۸۲۷۸۳	۲۷۵۹۴۴۸	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۰	۰/۴۵۷	۱۲
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۳۰۳۸۰/۲	۷۲۷۰۸	۲۵۰۷۱۸۴	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶	۱۳
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۴۵۲۶۹/۳	۶۰۴۵۰	۲۲۳۸۹۱۲	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳	۱۴
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۵۹۷۷۳/۱	۴۸۱۹۳	۱۹۵۵۷۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸	۱۵
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۷۳۱۰۷/۲	۳۶۴۹۲	۱۶۵۸۱۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶۰	۱۶
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۸۵۶۹۲/۸	۲۶۹۹۲	۱۳۴۹۶۶۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۰	۰/۵۸۰	۱۷
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۱۹۶۱۳۷/۸	۱۷۵۰۱	۱۰۲۹۴۸۰	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷	۱۸
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۲۰۶۰۷۳/۲	۹۷۹۹	۶۹۹۹۳۶	۰/۸۳۸	۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱	۱۹
۰/۰۰	۰/۰۰			۰/۰۰		۲۲۵۲۱۴/۳	۳۶۲۶	۳۶۲۶۶۴	۰/۸۳۸	۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱۰	۰/۶۲۱	۲۰
۴۳۶/۷	۸۷۳/۴۱	---	---	٪۱۰۰	۸۷۳/۴	۲۰۰۰۶۱۶	مجموع						

ϕ_i : Modal Displacement; ϕ_{rj} : Modal drift; m_i : Seismic mass





شکل ۵- شاخص عملکرد در سازه‌های محک

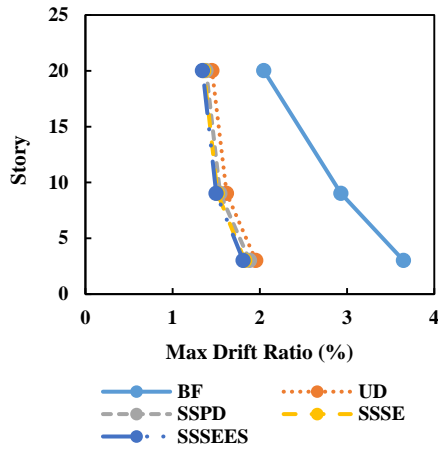


شکل ۶- شاخص نیرو در سازه‌های محک

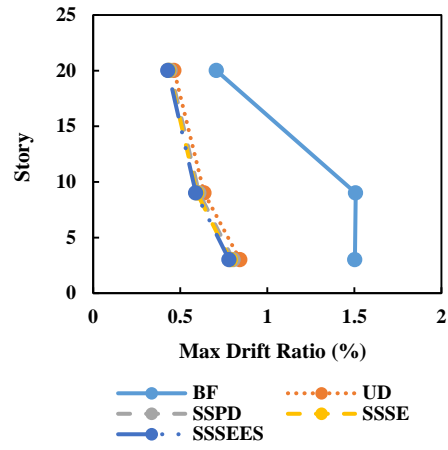
نورثریج) و دو شتاب نگاشت حوزه دور (السترو و هاچینوهه) می‌باشد. نتایج حاصل از تأثیر روش‌های توزیع ضریب میرایی بر حداکثر نسبت دررفت هر سه نوع سازه کوتاه، متوسط و بلند مرتبه در شکل‌های (۷) تا (۱۰) ارایه شده‌است.

۷-۳- تأثیر روش‌های مختلف توزیع میرایی بر حداکثر نسبت دررفت سازه‌های محک
در این بخش از تحقیق، هدف بررسی اثر روش‌های توزیع ضریب میرایی بر حداکثر نسبت دررفت سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه تحت دو شتاب نگاشت حوزه نزدیک (کوبه و





شکل ۱۰- حداکثر نسبت دریفت سازه‌های محک تحت اثر شتاب شتاب نگاشت کوبه



شکل ۷- حداکثر نسبت دریفت سازه‌های محک تحت اثر شتاب نگاشت السترو

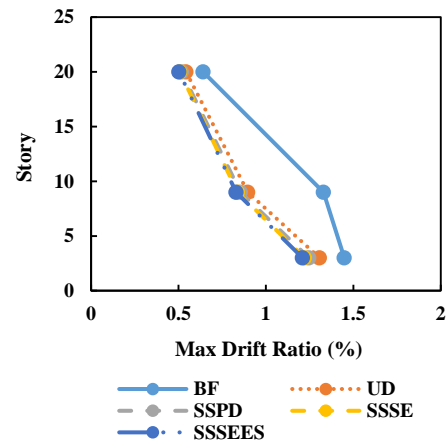
با توجه به شکل‌های (۷) تا (۱۰) می‌توان دریافت توزیع ضربیب میرایی براساس انرژی کرنشی برشی طبقات موثر در کاهش حداکثر نسبت دریفت هر سه نوع سازه تحت شتاب نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک، موثرتر بوده است. بنابراین با این روش توزیع با تعداد کمتری میراگر ویسکوز سازه عملکرد بهتری خواهد داشت.

۷-۴- بررسی اثر ارتفاع سازه بر شاخص عملکرد و نیرو

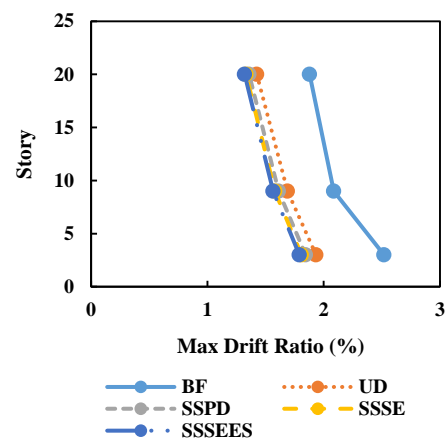
در این بخش از تحقیق، به بررسی نقش ارتفاع سازه اعم از کوتاه، متوسط و بلند مرتبه بر شاخص عملکرد و شاخص نیرو، تحت دو شتاب نگاشت حوزه نزدیک کوبه و نورث ریچ و دو شتاب نگاشت حوزه دور السترو و هاچینوهه می‌پردازیم.

با توجه به مقادیر عددی و نمودار نشان داده شده در شکل (۱۱)، می‌توان دریافت سازه ۹ طبقه (میان مرتبه) با توزیع ضربیب میرایی بر اساس انرژی کرنشی برشی، زمانی که تحت شتاب نگاشت السترو و هاچینوهه قرار می‌گیرد، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به دو سازه دیگر از منظر شاخص عملکرد دارد. همچنین می‌توان دریافت سازه ۲۰ طبقه (بلند مرتبه) با توزیع ضربیب میرایی بر اساس انرژی کرنشی برشی، زمانی که تحت شتاب نگاشت نورث ریچ قرار می‌گیرد، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به دو سازه دیگر بر شاخص عملکرد دارد.

با توجه به مقادیر عددی و نمودار نشان داده شده در شکل (۱۲)، می‌توان دریافت سازه ۹ طبقه (میان مرتبه) با توزیع ضربیب میرایی بر اساس انرژی کرنشی برشی، زمانی که تحت شتاب نگاشت السترو، نورث ریچ و کوبه قرار می‌گیرد، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به دو سازه دیگر از منظر شاخص نیرو دارد.



شکل ۸- حداکثر نسبت دریفت سازه‌های محک تحت اثر شتاب نگاشت هاچینوهه

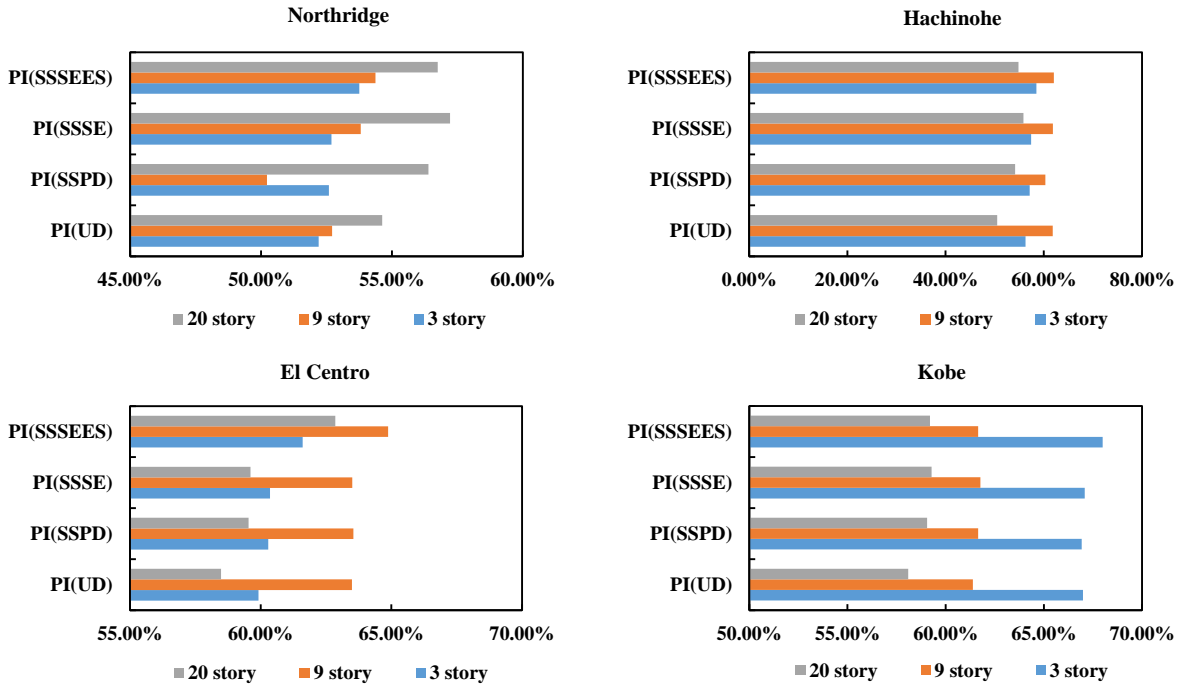


شکل ۹- حداکثر نسبت دریفت سازه‌های محک تحت اثر شتاب نگاشت نورث ریچ

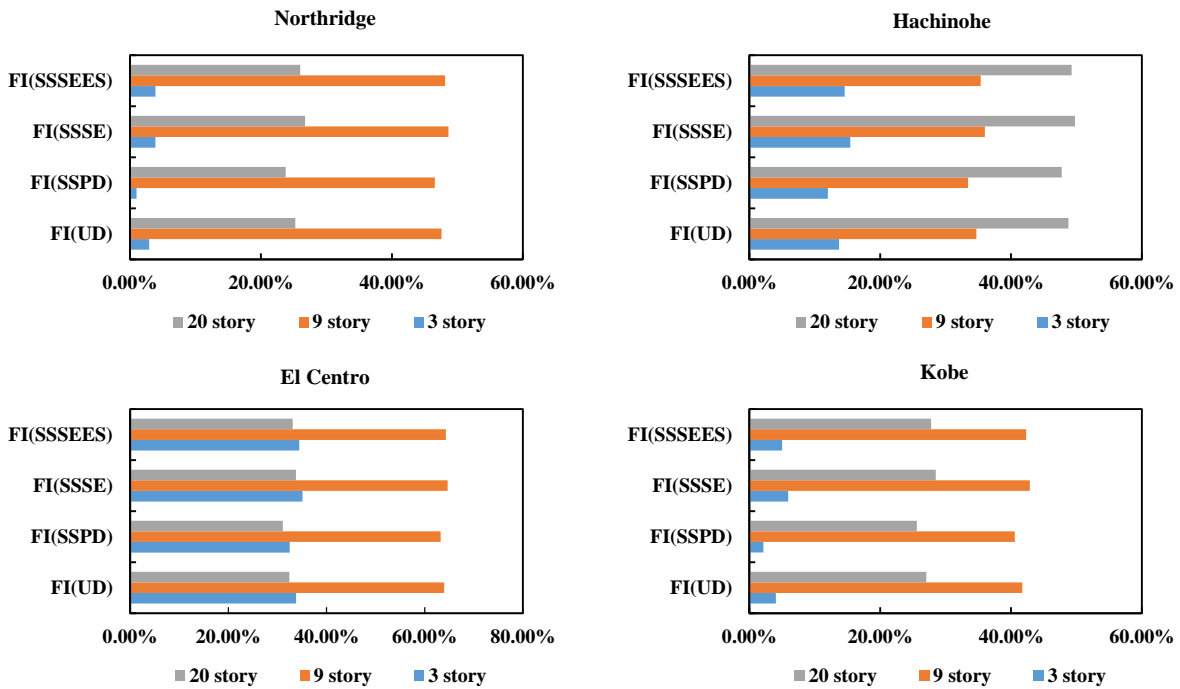


که انتخاب روش‌های مختلف توزیع با کوتاه، متوسط و بلند مرتبه بودن سازه و اینکه سازه تحت شتاب نگاشت حوزه دور باشد و یا نزدیک در ارتباط است.

همچنین می‌توان دریافت سازه ۲۰ طبقه (بلند مرتبه) با توزیع ضریب میرایی بر اساس انرژی کرنشی برشی، زمانی که تحت شتاب نگاشت هاجینوه قرار می‌گیرد، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به دو سازه دیگر بر شاخص نیرو دارد. این بدان معناست



شکل ۱۱- بررسی اثر ارتفاع سازه بر شاخص عملکرد



شکل ۱۲- بررسی اثر ارتفاع سازه بر شاخص نیرو



- [1] Sarcheshmehpour, M., Estekanchi, H.E. and Ghannad, M.A. (2020), "Optimum placement of supplementary viscous dampers for seismic rehabilitation of steel frames considering soil-structure interaction", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 29, pp. e1682.
- [2] Landi, L., Molari, A. and Diotalleve, P.P. (2020), "Comparison of different distributions of viscous damper properties in asymmetric-plan frames", *Earthquakes and Structures*, Vol. 18, pp. 233-248.
- [3] Bahmani, M. and Zahrai, S.M. (2019), "Application of a comprehensive seismic retrofit procedure for steel buildings using nonlinear viscous dampers", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, pp. 1261-1279.
- [4] Bahmani, M. and Zahrai, S. M. (2020), "Evaluation of Seismic Retrofit Effectiveness in Steel Buildings with Supplemental Viscous Dampers Using Seismic Fragility Analysis", *Journal of structure & steel*, Vol. 1399, pp. 5-18.
- [5] Park, H.S., Lee, E., Choi, S.W., Oh, B.K., Cho, T. and Kim, Y. (2016), "Genetic-algorithm-based minimum weight design of an outrigger system for high-rise buildings", *Engineering Structures*, Vol. 117, pp. 496-505.
- [6] Landi, L., Lucchi, S. and Diotalleve, P.P. (2014), "A procedure for the direct determination of the required supplemental damping for the seismic retrofit with viscous dampers", *Engineering Structures*, Vol. 71, pp. 137-149.
- [7] Hwang, J.S., Lin, W.C. and Wu, N.J. (2013), "Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 9, pp. 28-41.
- [8] Whittle, J.K., Williams, M.S., Karavasilis, T.L. and Blakeborough, A. (2012), "A comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 540-560.
- [9] Pricopie, A.G. and Cretu, D. (2012), "Rehabilitation of existing structures by optimal placement of viscous dampers", In *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE'12)*, Vienna, Austria, October 3-6, CRC Press, pp. 269.
- [10] Park, H.S., Lee, E., Choi, S.W., Oh, B.K., Cho, T. and Kim, Y. (2016), "Genetic-algorithm-based minimum weight design of an outrigger system for high-rise buildings", *Engineering Structures*, Vol. 117, pp. 496-505.
- [11] Aydin, E., Boduroglu, M.H. and Guney, D. (2007), "Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar building structures", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 176-185.
- [12] De Domenico, D., Ricciardi, G. and Takewaki, I. (2019), "Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: a review", *Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 118, pp. 144-165.
- [13] De Domenico, D. and Hajirasouliha, I. (2021), "Multi-level performance-based design optimisation of steel frames with nonlinear viscous dampers", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, pp. 5015-5049.
- [14] De Domenico, D. and Ricciardi, G. (2019), "Earthquake protection of structures with nonlinear viscous dampers optimized through an energy-based stochastic approach", *Engineering Structures*, Vol. 179, pp. 523-539.

در سال‌های اخیر بررسی کنترل پاسخ سازه‌ها در زلزله با استفاده از تجهیزات استهلاک انرژی نظیر میراگرها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده است. تحقیقات نشان داده‌اند استفاده از میراگرهای ویسکوز می‌تواند نقش موثری در کنترل پاسخ سازه‌ها در برابر باد، زلزله و انفجار داشته باشد. از طرفی چینش بهینه میراگرها در بازدهی عملکرد آن‌ها بسیار موثر است. در این تحقیق اثر توزیع میراگرها بر اساس چهار روش توزیع ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز در ارتفاع ساختمان، نقش حوزه دور و نزدیک بودن شتاب نگاشت‌ها، اثر ارتفاع سازه‌ها بر شاخص عملکرد و شاخص نیروی سازه‌های محک مورد بحث و بررسی قرار گرفت. با بررسی نمودارها و جدول‌های ارایه شده در بخش‌های قبل مقاله، نتایج زیر به دست می‌آید:

- ۱- نتایج حاصل از چهار روش توزیع میرایی بر روی شاخص عملکرد اختلاف کمی با یکدیگر دارند و نوع توزیع میرایی تأثیر چندانی بر شاخص عملکرد نخواهد داشت.
- ۲- از نتایج حاصل از چهار روش توزیع میرایی بر روی شاخص نیرو می‌توان دریافت توزیع میرایی بر اساس انرژی کرنشی برشی تأثیر بیشتری نسبت به سایر روش‌های توزیع میرایی بر روی شاخص نیرو داشته‌است. هم‌چنین هنگامی که سازه تحت شتاب نگاشت حوزه دور قرار می‌گیرد نقش میراگر ویسکوز در کاهش نیروی برش پایه موثرتر است.
- ۳- نتایج حاصل از چهار روش توزیع میرایی بر روی حداکثر نسبت دریافت در سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه اختلاف بسیار کمی با یکدیگر دارند. با این حال می‌توان گفت روش توزیع ضریب میرایی بر اساس انرژی کرنشی طبقات موثر، اثر مطلوب‌تری بر کاهش حداکثر نسبت دریافت سازه‌های محک دارد.
- ۴- اثر ارتفاع سازه در میزان تأثیر روش توزیع میرایی بر شاخص‌های عملکرد و نیرو اجتناب ناپذیر است. روش انرژی در توزیع ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز بر بهبود شاخص عملکرد و شاخص نیروی سازه‌های مرتفع بیشترین اثر را نسبت به سایر روش‌ها دارد.
- ۵- نتایج عددی نشان داد اگرچه بهسازی لرزه‌ای در همه ساختمان‌های محک منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای شده است، ولی میزان بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های میان مرتبه محسوس‌تر می‌باشد.



- [20] Pachideh, G., Kafi, M. and Gholhaki, M. (2020), "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater", In Structures, Vol. 28, pp. 467-481.
- [21] Pachideh, G., Gholhaki, M. and Kafi, M. (2020), "Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper", Steel and Composite Structures, Vol. 36, pp. 197-211.
- [22] Pachideh, G., Gholhaki, M. and Daryan, A.S. (2019), "Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", In Structures, Vol. 20, pp. 437-451.
- [23] Ohtori, Y., Christenson, R.E., Spencer Jr, B.F. and Dyke, S.J. (2004), "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", Journal of engineering mechanics, Vol. 130, pp. 366-385.
- [24] Sarkisian, M., Lee, P., Hu, L., Garai, R., Tsui, A. and Reis, E. (2013), "Achieving enhanced seismic design using viscous damping device technologies", In Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession, pp. 2729-2744.
- [15] Moradpour, S. and Dehestani, M. (2019), "Optimal DDBD procedure for designing steel structures with nonlinear fluid viscous dampers", In Structures, Vol. 22, pp. 154-174.
- [16] Scozzese, F., Gioiella, L., Dall'Asta, A., Ragni, L. and Tubaldi, E. (2021), "Influence of viscous dampers ultimate capacity on the seismic reliability of building structures", Structural Safety, Vol. 91, pp. 102096.
- [17] Sarcheshmehpour, M., Estekanchi, H.E. and Ghannad, M.A. (2020), "Optimum placement of supplementary viscous dampers for seismic rehabilitation of steel frames considering soil-structure interaction", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 29, pp. e1682.
- [18] Del Gobbo, G.M., Williams, M.S. and Blakeborough, A. (2018), "Comparing fluid viscous damper placement methods considering total-building seismic performance", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 47, pp. 2864-2886.
- [19] Zhou, Y., Sebaq, M.S. and Xiao, Y. (2022), "Energy dissipation demand and distribution for multi-story buildings with fluid viscous dampers", Engineering Structures, Vol. 253, pp. 113813.

پی نوشت

¹ Uniform distribution (UD)

² Story shear proportional distribution (SSPD)

³ Distribution based on story shear strain energy (SSSE)

⁴ Distribution based on story shear strain energy to efficient stores (SSSEES)

تأثیر روش های مختلف تعیین سختی طبقات بر عملکرد لرزه ای ساختمان های فولادی کنترل شده با میراگر ویسکوز

مازیار فهیمی فرزام^{۱*}، طاهره دهقان کلجاهی^۲، علی سلطانی^۳

- ۱- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه مراغه، مراغه
 - ۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه مراغه، مراغه
 - ۳- استادیار، دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز
- *مراغه، صندوق پستی ۵۵۱۸۷۷۹۸۴۰، m.farzam@maragheh.ac.ir

چکیده

سیستم های کنترل غیرفعال به دلیل عدم نیاز به منبع انرژی خارجی، هزینه کم، نصب آسان و طراحی ساده همواره در سازه های عمرانی به کار برده شده اند. میراگر ویسکوز لزج یکی از توسعه یافته ترین ابزار کنترل غیرفعال است که از طریق تبدیل انرژی مکانیکی به حرارت، انرژی ورودی به سازه را مستهلک می کند. در روش های متداول طراحی میراگر ویسکوز، میرایی مورد نیازی که لازم است توسط میراگرهای ویسکوز در سازه تامین شود به سختی سازه بستگی دارد. در این مقاله به منظور توزیع میرایی ویسکوز در ارتفاع ساختمان، روش توزیع متناسب با دررفت بین طبقه ای بر اساس تغییر شکل های مد اول (IDPD) به کار برده شده است و جهت محاسبه میرایی کل میراگرها از پنج روش مختلف تعیین سختی طبقات استفاده شده است. در نهایت از میان این پنج روش، روشی که در آن پاسخ های ساختمان کنترل شده با میراگر ویسکوز انطباق بیشتری با هدف طراحی داشته باشند روش مطلوب خواهد بود. همچنین به منظور ارزیابی هزینه طراحی جهت انتخاب روش مناسب، مقایسه ای از نظر میرایی کل مورد نیاز (به عنوان معیار هزینه) برای رسیدن به هدف طراحی مورد نظر انجام شده است. سازه های مورد بررسی، ساختمان های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه معیار پروژه سک می باشند. به منظور تحلیل تاریخچه زمانی ساختمان ها از چهار رکورد معیار حوزه نزدیک با اثر پرتابی و چهار رکورد معیار حوزه دور استفاده شده است. نتایج نشان دهنده تاثیر متفاوت روش های مختلف محاسبه سختی طبقات در انطباق با هدف طراحی می باشد و به همین دلیل لازم است برای دستیابی به هدف طراحی مورد نظر از بین روش های تعیین سختی مختلف روش سختی مناسب انتخاب گردد.

واژگان کلیدی

میراگر ویسکوز لزج، روش توزیع IDPD، هزینه طراحی، ساختمان های سک، تحلیل تاریخچه زمانی

The effect of different methods of determining the stiffness of stories on seismic performance of steel structures controlled by viscous dampers

M. Fahimi Farzam, T. Dehghan Kalajahi, A. Soltani

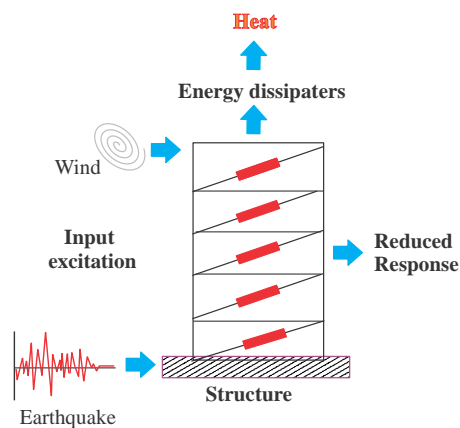
Abstract

Passive control systems have always been used in civil structures due to the lack of external energy source, low cost, easy installation and simple design. The fluid viscous damper is one of the most advanced passive control devices that dissipate the energy input to the structure by converting mechanical energy into heat. In conventional viscous damping design methods, the required damping required to be provided by viscous dampers in the structure depends on the stiffness of the structure. In this paper, in order to distribute the viscous damping at the height of the building, the distribution method is used in proportion to the inter-story drift proportional distribution determined on the basis of the first mode deformations and five different methods for determining the stiffness of the stories are used to calculate the total damping. Finally, of the five methods, the one in which the responses of the controlled building to the viscous damper are more in line with the design goal would be the preferred method. Also, in order to evaluate the design cost to choose the appropriate method, a comparison has been made based on the total damping required (as a cost criterion) to achieve the desired design goal. The studied structures are 3, 9 and 20 story benchmark buildings of SAC project. In order to analyze the time history of buildings, four benchmark near field records with the effect of Fling Step and four benchmark field far records have been used. The results show the different effects of different methods of calculating the stiffness of floors in accordance with the design goal and therefore it is necessary to choose the appropriate stiffness method from different methods to determine the desired design goal.

Keywords

Fluid viscous dampers, IDPD distribution method, Design cost, SAC buildings, Time history analysis

به منظور حفاظت از سازه‌ها در برابر ارتعاشات دینامیکی، راهکارهای زیادی وجود دارد که روش اتلاف انرژی کنترل غیرفعال یکی از آنها می‌باشد. در یک فرایند کنترل سازه، عملکرد سیستم کنترلی به عوامل مختلفی از جمله نوع تحریک (زلزله یا باد)، ویژگی‌های سازه (درجه آزادی، میرایی، فرکانس طبیعی در مدهای مختلف و رفتار غیرخطی سازه)، ماهیت و طراحی سیستم کنترلی بستگی دارد. انجمن کمیته مهندسی عمران آمریکا^۱ میراگرهای غیرفعال را به پنج گروه اصلی طبقه بندی کرده است، که شامل (میراگرهای وابسته به سرعت) (۱) میراگر ویسکوز مایع^۲ (۲) میراگر ویسکوالاستیک^۳ و (میراگرهای مستقل از سرعت) (۳) میراگر مهاربندی کماتش تاب^۴، (۴) میراگر اصطکاکی^۵ و (۵) میراگر خودمحور^۶ [۱] می‌باشند. سیستم‌های کنترل غیرفعال از ابزارهای کمکی جهت اتلاف انرژی ناشی از اثرات زمین لرزه‌ها و بادهای شدید استفاده می‌کنند و جهت کارکرد در سازه نیازی به منبع انرژی خارجی ندارند. فرایند اتلاف انرژی توسط سیستم کنترل غیرفعال در شکل (۱) ارائه شده است. مطابق شکل، یک سیستم کنترل غیرفعال بدون نیاز به منبع انرژی خارجی تنها با پاسخ سازه تحریک شده، انرژی ورودی سازه را به صورت گرما مستهلک می‌کند و نهایتاً پاسخ سازه را کاهش می‌دهد [۲].



شکل ۱- سازه با ابزار کنترل غیرفعال

میراگرهای ویسکوز مایع از ابزارهای اتلاف انرژی غیرفعال هستند که به طور گسترده جهت حفاظت لرزه‌ای سازه‌ها استفاده شده‌اند، به طوریکه طراحی، قرارگیری و سایندهایی مطلوب این میراگرها در طی چهار دهه گذشته به طور وسیعی مورد بررسی قرار گرفته است. امروزه استفاده از میراگرهای ویسکوز به دلیل مزایایی همچون قابلیت افزایش عملکرد لرزه‌ای از طریق اتلاف

قابل توجه انرژی، قابلیت ایجاد نیروی خارج از فاز با جابجایی و امکان افزایش نسبت میرایی یک سازه بدون ایجاد تغییر زیادی در خصوصیات سختی آن در بین سایر میراگرهای غیرفعال گسترش یافته است [۳].

مطالعات بسیاری در زمینه استفاده از میراگرهای ویسکوز در سازه‌های عمرانی در ادبیات فنی موجود می‌باشد، از جمله این مطالعات می‌توان به بررسی یک ساختمان ۳۹ طبقه مجهز به میراگرهای ویسکوز توسط *Duflot* و همکارانش اشاره کرد. نتایج این بررسی، نشان‌دهنده کاهش ۳۵ درصدی در پاسخ ساختمان تحت اثر بار باد بود که روشی مقرون به صرفه بوده است [۴]. *Zhang*، برج حفیی^۷ مجهز به میراگرهای ویسکوز را جهت کاهش ارتعاش ناشی از باد مورد مطالعه قرار داد و به کاهش ۴۳/۴ درصدی شتاب در بالای ساختمان رسید [۵]. *Hwang* و همکارانش با ارائه دو روش توزیع ضرایب میرایی غیرتکراری پیشنهادی، به بررسی مقایسه‌ای بر روی سایر روش‌های مختلف توزیع ضرایب میرایی میراگر ویسکوز در طول ارتفاع سه قاب دو بعدی پرداختند [۶].

Xing و همکارانش در یک مطالعه، ترکیب دو نوع سیستم مهار بازویی اتلاف انرژی را به منظور کنترل پاسخ‌های لرزه‌ای یک ساختمان بسیار بلند ۹ طبقه را بررسی کردند. نتایج نشان داد که هنگامی که از دو سیستم مهار بازویی اتلاف انرژی استفاده شده بود، ترکیبی از *OBRB*^۸ به علاوه *OVD*^۹ عملکرد لرزه‌ای بهتری را در مقایسه با سایر پیکربندی مهار بازوی دابل نشان داده است [۷]. همچنین *Roy* و *Matsagar* در سال ۲۰۲۰ با بررسی اثرات چند خطر بر روی ساختمان‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز و ویسکوالاستیک تحت نیروهای جانبی، مقادیر پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌ها را از جهت توزیع آماری در حالت‌های کنترل شده و نشده مقایسه کردند. نهایتاً آن‌ها به تاثیر شرایط خاص محل سازه و احتمال وقوع هر خطر، در انتخاب و طراحی سیستم کنترل غیرفعال مطلوب به منظور کاهش پاسخ سازه‌ها اشاره کردند [۸]. بیرقی در طی تحقیقی، رفتار قاب بلند مرتبه ساده دارای سیستم مهاربندی کماتش تاب را با و بدون میراگرهای ویسکوز تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار داد. نتایج حاصل از تحقیق نشان‌دهنده کاهش ۳۰ درصدی در دررفت نسبی طبقات در سازه دارای میراگر نسبت به سازه بدون میراگر تحت زلزله‌های حوزه دور و کاهش متناظر ۱۵ درصدی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بود [۹]. مطالعات جامعی بر روی کاربرد میراگر ویسکوز به منظور کنترل ارتعاشات ناشی از زلزله به چاپ رسیده است که برای

بررسی کامل ادبیات موضوع می‌توان به این مقالات نیز مراجعه نمود [۳ و ۱۰-۱۲].

مطابق با نظر Beniof، از سال ۱۹۵۵ زلزله‌ها بر اساس فاصله ایستگاه اندازه‌گیری تا گسل فعال به دو نوع زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور تقسیم شدند. به طوریکه زلزله‌هایی که در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتری از گسل رخ می‌دهند، زلزله‌های حوزه نزدیک و زلزله‌هایی که در فاصله بیشتر از ۲۰ کیلومتری از گسل رخ می‌دهند، زلزله‌های حوزه دور نامیده شدند [۱۳]. همچنین بر اساس نظر Hudson، بعد از رخداد زلزله‌هایی همچون پارکفیلد کالیفرنیا^{۱۱} (۱۹۶۶) و پاکویما سانفرناندو^{۱۱} (۱۹۷۱) عبارت نزدیک گسل برای نخستین بار مطرح شد [۱۴]، ولی پس از رخداد زلزله‌هایی نظیر لندرز^{۱۲} (۱۹۹۲)، نورتریج^{۱۳} (۱۹۹۴)، کوبه^{۱۴} (۱۹۹۵) و چی چی^{۱۵} (۱۹۹۹) به ضرورت بررسی زلزله‌های حوزه نزدیک و اثرات مخرب آن بر روی سازه‌های عمرانی پی برده شد [۱۵].

در این مطالعه بر رویکرد طراحی میراگرهای ویسکوز تمرکز شده است. از آنجا که برای محاسبه سختی جانبی طبقات در یک قاب خمشی روش‌های مختلفی وجود دارد، اثر انتخاب هر یک از این روش‌ها بر عملکرد میراگر طراحی شده به صورت آماری مورد بررسی قرار گرفته است. به‌منظور توزیع میرایی ویسکوز در ارتفاع ساختمان‌ها، روش توزیع IDPD^{۱۶} (توزیع متناسب با دریافت بین طبقه‌ای بر اساس تغییر شکل‌های مد اول) به کار گرفته شده است و جهت تعیین میرایی سازه از پنج روش مختلف تعیین سختی طبقات استفاده شده است. در ادامه و در بخش‌های بعد به شرح روش‌های مختلف تعیین سختی طبقات پرداخته خواهد شد. مواردی که این پژوهش را از سایر مقالات ارائه شده در زمینه بررسی عملکرد میراگر ویسکوز متمایز می‌کند عبارتند از: (۱) به‌منظور توزیع میرایی ویسکوز در ارتفاع ساختمان، روش توزیع IDPD به کار برده شده است و جهت محاسبه میرایی کل میراگرها از پنج روش مختلف تعیین سختی طبقات استفاده شده است تا روش سختی که هدف طراحی را بهتر تامین می‌کند، مشخص گردد و مبنای طراحی قرار گیرد. (۲) در این مطالعه به‌منظور ارزیابی اثر انتخاب روش محاسبه سختی طبقات بر عملکرد لرزه‌ای میراگر ویسکوز در ساختمان‌های با ارتفاع مختلف از سه نوع ساختمان کوتاه، متوسط و بلند مرتبه معیار استفاده شده است. (۳) چهار شاخص ارزیابی عملکرد مختلف بیشینه و نرم پاسخ (شتاب مطلق و جابجایی) که به ترتیب معرف بهترین عملکرد و متوسط عملکرد میراگر در کل طول رکورد است بررسی شده است. (۴) ۸ رکورد

با مشخصات مختلف (۴ عدد دور و ۴ عدد نزدیک با اثر پرتابی) جهت مطالعه آماری استفاده شده که بتوان به صورت آماری اثر انتخاب روش محاسبه سختی طبقات را بر پاسخ سازه‌ها مورد ارزیابی قرار داد.

۲- صحت‌سنجی و مطالعه‌ی عددی

۲-۱- صحت‌سنجی سازه‌های مورد بررسی

سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش، قاب‌های ساختمانی دو بعدی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه پروژه سک می‌باشند. برای دسترسی به مشخصات کامل قاب‌های مذکور به مقاله Ohtori و همکارانش رجوع شود [۱۶]. در جدول (۱) اختلاف موجود بین نتایج تحلیل مقاله اوهوری و نتایج مدل‌سازی تحت اثر ۵۰ درصد از شتاب‌های زلزله‌هاچینوهه^{۱۷} (۱۹۶۸) ارائه شده است.

جدول ۱- مقایسه درصد اختلاف بین پاسخ‌های بام این مطالعه و مقاله Ohtori و همکارانش [۱۶]

سازه	درصد اختلاف	مقدار پارامتر		پاسخ بام
		محاسبه شده	مرجع [۱۶]	
۳	۱/۴۲	۰/۰۹۱	۰/۰۹	جابجایی (m)
	۰/۳۷	۰/۵۳۵	۰/۵۳۷	سرعت (m/s)
	۱/۸۵	۴/۰۰۴	۳/۹۳	شتاب (m/s ²)
۹	۱/۰۶	۰/۱۸۸	۰/۱۸۶	جابجایی (m)
	۴/۴۲	۰/۶۲۷	۰/۶۵۶	سرعت (m/s)
	۵/۸	۲/۷۵	۲/۵۹	شتاب (m/s ²)
۲۰	۴/۷	۰/۱۶۶	۰/۱۷۴	جابجایی (m)
	۶/۷	۰/۴۲۴	۰/۴۵۱	سرعت (m/s)
	۰/۱۱	۱/۸۳۲	۱/۸۳	شتاب (m/s ²)

۲-۲- ساختمان‌های مورد مطالعه و مقیاس رکوردهای

انتخابی

در این پژوهش ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه پروژه سک [۱۶]، با تحلیل تاریخچه زمانی در حالت کنترل شده با میراگر و کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد (میرایی هدف) مورد مطالعه آماری قرار گرفته‌اند. طبق گزارش SAC خاک نوع D برای ساختمان‌های معیار انتخاب شده است. بدین منظور از ۸ رکورد زمین‌لرزه معیار استفاده شده که ۲ دسته‌ی ۴ تایی از رکوردهایی با ویژگی‌های متنوع می‌باشند. این دسته بندی شامل رکوردهای حوزه نزدیک با اثر پرتابی و حوزه دور می‌باشد. مشخصات این

بوده و دارای خاصیت اثر پرتابی می‌باشند. همچنین رکوردهای شماره ۵ تا ۸ را نیز رکوردهای حوزه دور از گسل تشکیل می‌دهند. شکل طیف پاسخ برای هر سه نوع ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه در شکل (۲) رسم شده است.

رکوردها در جدول (۲) ارائه شده است. با توجه به این جدول اطلاعاتی از قبیل بزرگای (Mw)، بیشینه شتاب (PGA)، مولفه زلزله‌ها به همراه نزدیک‌ترین فاصله تا صفحه شکست (Rrup) ارائه شده است. رکوردهای شماره ۱ تا ۴ از نوع حوزه نزدیک

جدول ۲- مشخصات رکوردهای حوزه نزدیک و دور از گسل

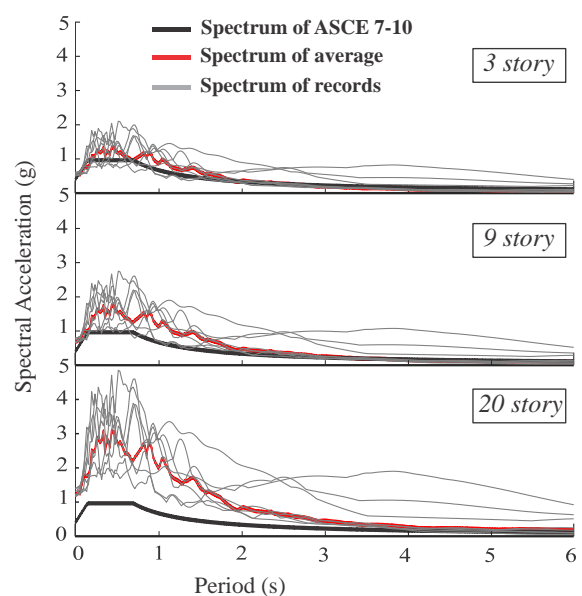
شماره	سال	زلزله	Mw	ایستگاه	مولفه زلزله	R _{rup} (km)	PGA (g)
۱	۱۹۹۹	Kocaeli	۷/۴	Yarimca(YPT)	EW	۴/۸۳	۰/۲۳
۲	۱۹۹۹	Chi-Chi	۷/۶	TCU052	NS	۰/۶۶	۰/۴۴
۳	۱۹۹۹	Chi-Chi	۷/۶	TCU068	EW	۰/۳۲	۰/۵۰
۴	۱۹۹۹	Chi-Chi	۷/۶	TCU074	EW	۱۳/۴۶	۰/۵۹
۵	۱۹۵۲	Kern County	۷/۵	Taft	۱۱۱	۸۹/۳۸	۰/۱۸
۶	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶/۵	Galexico	۲۲۵	۱۰/۴۵	۰/۲۷
۷	۱۹۸۹	Loma Perieta	۷/۰	Presidio	۰۰	۷۷/۴۳	۰/۱۰
۸	۱۹۹۴	Northridge	۶/۷	Century CCC	۹۰	۲۳/۴۱	۰/۲۶

محاسبه میرایی کل مورد نیاز لازم است سختی کل ساختمان محاسبه شود. در این پژوهش به منظور تعیین اثر روش محاسبه سختی طبقات ساختمان بر طراحی میراگر ویسکوز از پنج روش مختلف محاسبه سختی طبقات استفاده شده است. نهایتاً روشی که در آن پاسخ‌های ساختمان کنترل شده با میراگرهای ویسکوز انطباق بیشتری با میرایی هدف ۲۰ درصد داشته باشند، روش مطلوبی خواهد بود. در مورد روش‌های تعیین سختی طبقات در بخش بعدی توضیح داده خواهد شد.

$$C = \frac{(\xi_e - \xi) \times T_0 \times K}{\pi} \quad (1)$$

در این رابطه، ضرایب C ، ξ_e و ξ به ترتیب معرف ضریب میرایی، نسبت میرایی هدف (۲۰ درصد در نظر گرفته شده است) و نسبت میرایی ذاتی سازه می‌باشند. T_0 و K نیز بیانگر پریود مد اول و سختی سازه می‌باشند.

جهت طراحی مناسب و زیربینه ۲۰ میراگر ویسکوز لازم است مقدار میرایی کل لازم محاسبه شده و برای رسیدن به هدف طراحی (میرایی هدف، در این مطالعه ۲۰ درصد) به صورت مناسبی در ارتفاع توزیع شود. این موضوع، یکی از موضوعات فعال پژوهشی در زمینه طراحی بهینه میراگر ویسکوز است. روش شکل مد اول یکی از روش‌های مناسب به منظور توزیع میرایی بهینه در ارتفاع ساختمان می‌باشد. در این روش جهت یافتن میرایی طبقات از طراحی ساده بر اساس توزیع متناسب با دریافت بین طبقه‌ای بر اساس تغییر شکل‌های مد اول



شکل ۲- طیف طرح ASCE7-10، طیف‌های پاسخ شبه شتاب و طیف پاسخ میانگین زلزله‌های مقیاس شده برای سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه معیار

۳- طراحی میراگرهای ویسکوز و معرفی روش‌های مختلف تعیین سختی

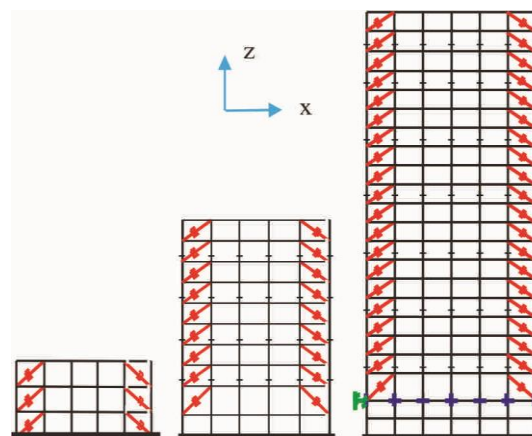
۳-۱- طراحی میراگرهای ویسکوز

در این پژوهش به منظور یافتن میرایی مورد نیاز ساختمان‌ها توسط میراگرهای ویسکوز از رابطه‌ی سمیلارو^{۱۸} - رتامالس^{۱۹} (رابطه (۱)) استفاده شده است [۱۷]. در این رابطه، جهت



(IDPD) استفاده می‌شود [۱۸].

میراگرهای به کار رفته در هر ۳ ساختمان به صورت قطری بوده و در هر طبقه ۲ عدد میراگر جای گرفته است. آرایش قرارگیری و نحوه توزیع میراگرهای ویسکوز در قاب‌های ساختمانی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه معیار سک در شکل (۳) ارائه شده است.

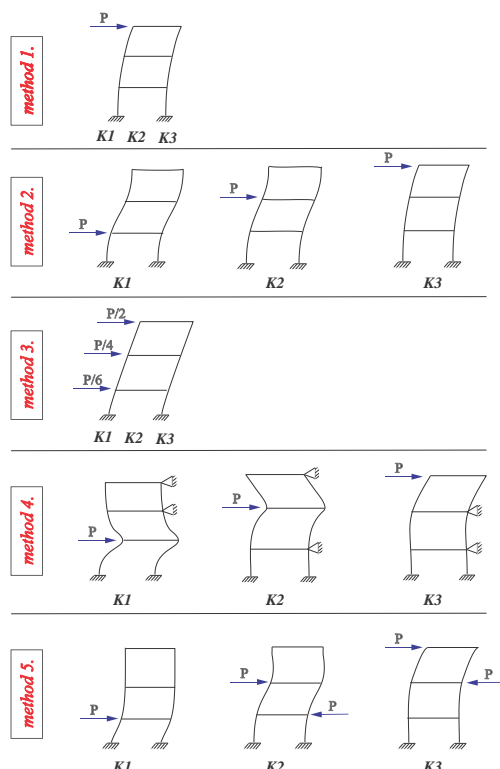


شکل ۳- آرایش قرارگیری میراگر ویسکوز در ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه ساختمان‌های معیار

طبقات در راستای افقی قاب) و نیرو در مرکز سختی طبقه مورد نظر اعمال می‌شود و سختی طبقات سازه از نسبت نیروی هر طبقه به تغییرمکان آن طبقه محاسبه می‌شود.

روش پنجم: در این روش نیز با اعمال نیرویی در یک طبقه، سختی هر طبقه از نسبت نیرو به تغییرمکان آن طبقه بدست می‌آید. به نحویکه نیرویی دیگر برابر و غیرهم جهت با آن در مرکز سختی طبقه تحتانی آن طبقه اعمال می‌شود [۲۰].

جهت تعیین سختی طبقات ساختمان‌های معیار، به طور نمونه نحوه توزیع بار جانبی در یک قاب ساختمانی ۳ طبقه به صورت شماتیک و به هر پنج روش مذکور در شکل (۴) ارائه شده است. بعد از تعیین سختی به روش‌های مختلف برای هر سه ساختمان، در هر حالت میرایی کل محاسبه شده و از طریق روش IDPD در ارتفاع توزیع می‌شود، و در ادامه تحلیل تاریخیچه زمانی برای بررسی عملکرد طراحی‌های مختلف انجام می‌شود.



شکل ۴- نحوه‌ی توزیع بار جانبی در قاب ساختمانی ۳ طبقه به ۵ روش تعیین سختی

۴- تحلیل پاسخ‌های سازه

در این پژوهش ۴ شاخص عملکرد میانگین نرم و بیشینه پاسخ‌های جابجایی و شتاب مطلق بام ساختمان‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. منظور از نرم پاسخ، محاسبه جذر میانگین

۲-۳- روش‌های محاسبه سختی طبقات و طراحی سازه در سال ۲۰۱۳ Tena-Colunga طی تحقیقی اظهار کرد که محاسبه‌ی سختی متأثر از ابزار تحلیل می‌باشد [۱۹]. روش‌های تقریبی و محاسباتی جهت تعیین سختی طبقات سازه‌ها وجود دارند که در این بخش از پژوهش به معرفی روش‌های محاسباتی مرسوم موجود در جامعه مهندسين عمران پرداخته می‌شود.

روش اول: در این روش یک نیرو به مرکز جرم بام سازه اعمال شده و بدون ایجاد تغییر در مشخصات اصلی سازه، سختی طبقات سازه از نسبت برش هر طبقه به تغییرمکان آن طبقه بدست می‌آید.

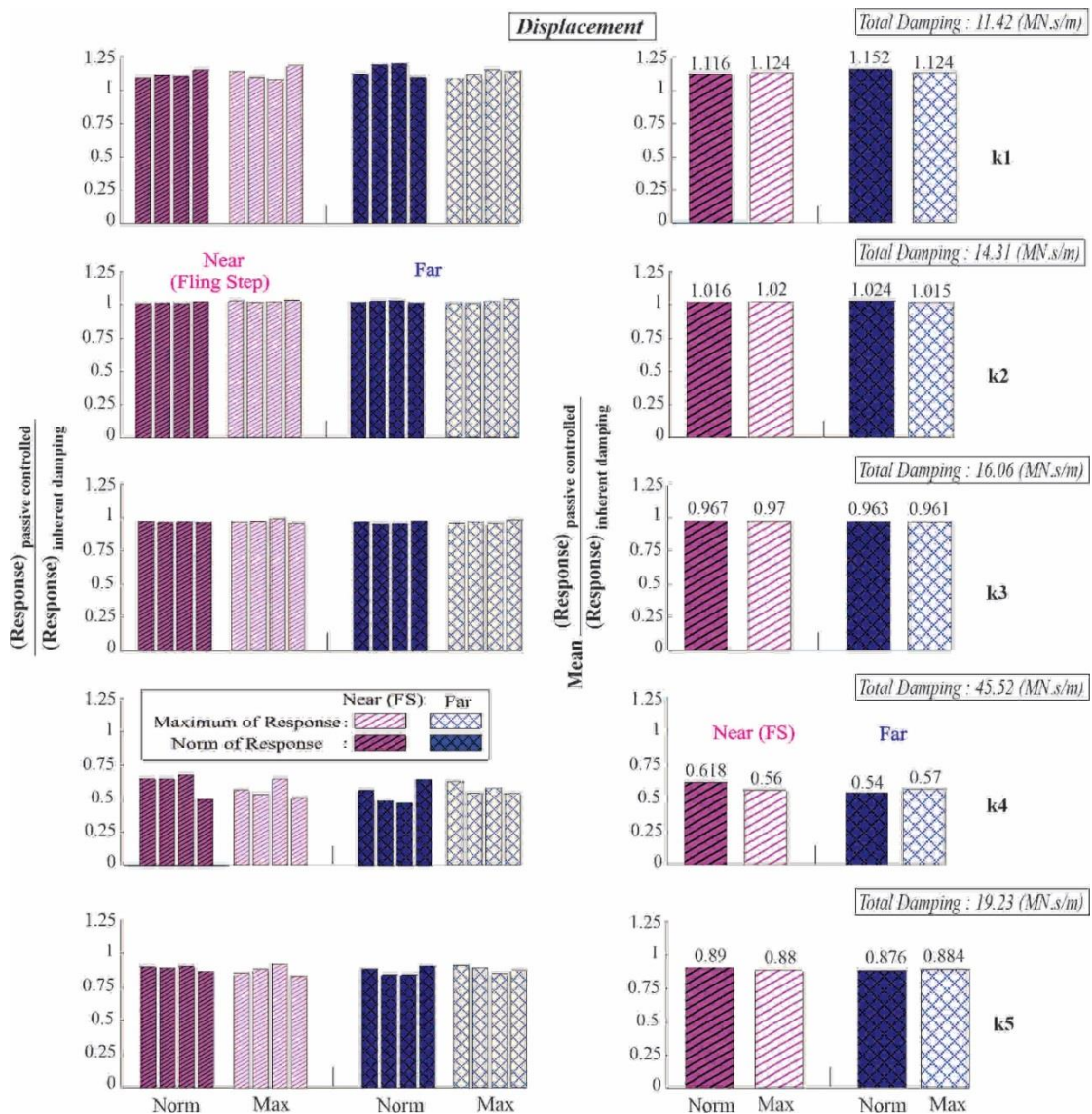
روش دوم: در این روش نیرو به مرکز سختی هر طبقه به صورت مجزا اعمال شده و بدون ایجاد تغییر در مشخصات اصلی سازه، سختی طبقات سازه از نسبت نیروی هر طبقه به تغییرمکان آن طبقه بدست می‌آید.

روش سوم: در این روش نیروهایی با توزیع مثلثی همانند نیروی زلزله، به ساختمان اعمال شده و بدون ایجاد تغییر در مشخصات اصلی سازه، سختی هر طبقه از نسبت برش به تغییرمکان نسبی آن طبقه بدست می‌آید.

روش چهارم: در این روش جابجایی افقی طبقات فوقانی و تحتانی حذف شده (از طریق تکیه‌گاه مفصلی و بستن جابجایی

است. در این مطالعه روش تعیین سختی که منجر به انطباق بیشتری با طراحی هدف (میرایی هدف ۲۰ درصد) شود، روش مطلوبی خواهد بود. البته به‌منظور ارزیابی هزینه طراحی، مقایسه‌ای نیز بین میرایی کل مورد نیاز (به عنوان معرف هزینه کنترل) برای رسیدن به هدف طراحی مورد نظر انجام شده است. در شکل‌های (۵) تا (۸) مقادیر بیشینه و نرم پاسخ‌های جابجایی و شتاب ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به صورت بی بعد ارائه شده است. به دلیل محدودیت صفحات نمودارهای ستونی برای ساختمان ۹ طبقه ارائه نشده است، اما نتایج آن در جدول (۳) و شکل (۹) و (۱۰) ارائه شده است.

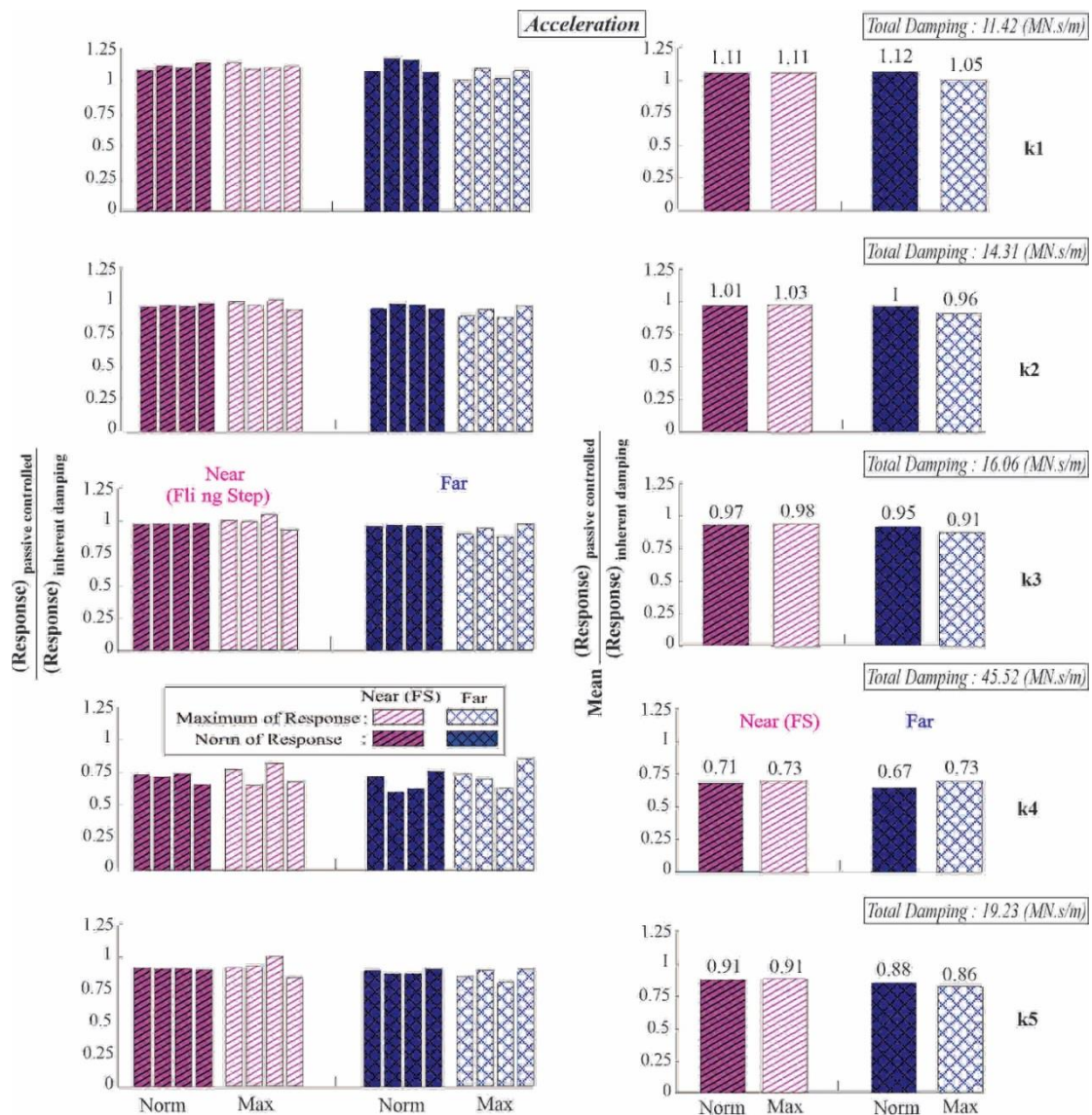
مربعات یک پاسخ مشخص (مثلاً جابجایی) در کل طول تاریخچه پاسخ می‌باشد و به نوعی میانگین کل پاسخ سازه تحت رکورد اعمالی می‌باشد. از آنجا که در بررسی بیشینه پاسخ، تنها پاسخ بیشینه مد نظر قرار می‌گیرد و اطلاعاتی از نحوه عملکرد میراگر در طول مدت زمان تحریک وجود ندارد، به‌منظور ارزیابی عملکرد میراگر در کل زمان تحریک از این شاخص عملکرد استفاده شده است. به‌منظور بررسی روش تعیین سختی طبقات، از پنج روش مختلف تعیین سختی طبقات برای رسیدن به یک میرایی هدف مشخص جهت توزیع میرایی در ارتفاع ساختمان‌ها با استفاده از روش IDPD استفاده شده



شکل ۵- مقادیر نسبت میانگین بیشینه و نرم پاسخ جابجایی ساختمان ۳ طبقه در حالت کنترل شده با میراگر به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد

در این شکل‌ها مقادیر پاسخ‌ها در قالب نمودارهای ستونی و به صورت نسبت پاسخ کنترل شده با میراگرهای ویسکوز به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد گزارش شده‌اند. رنگ‌های آبی و بنفش به ترتیب بیانگر نتایج زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل می‌باشند. بلوک‌های هاشور خورده توپر، مقادیر نرم پاسخ‌ها و بلوک‌های هاشور خورده توخالی، مقادیر بیشینه پاسخ ساختمان‌ها را نشان می‌دهند. همچنین مقادیر میرایی کل بدست آمده تحت هر پنج روش تعیین سختی در گوشه سمت چپ شکل‌ها گزارش شده است. شکل (۵) مربوط به نتایج ساختمان ۳ طبقه می‌باشد. با توجه به این شکل میانگین بیشینه پاسخ جابجایی تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک در پنج روش تعیین سختی طبقات (روش ۱-۵) به ترتیب برابر با مقادیر ۱/۱۲۴،

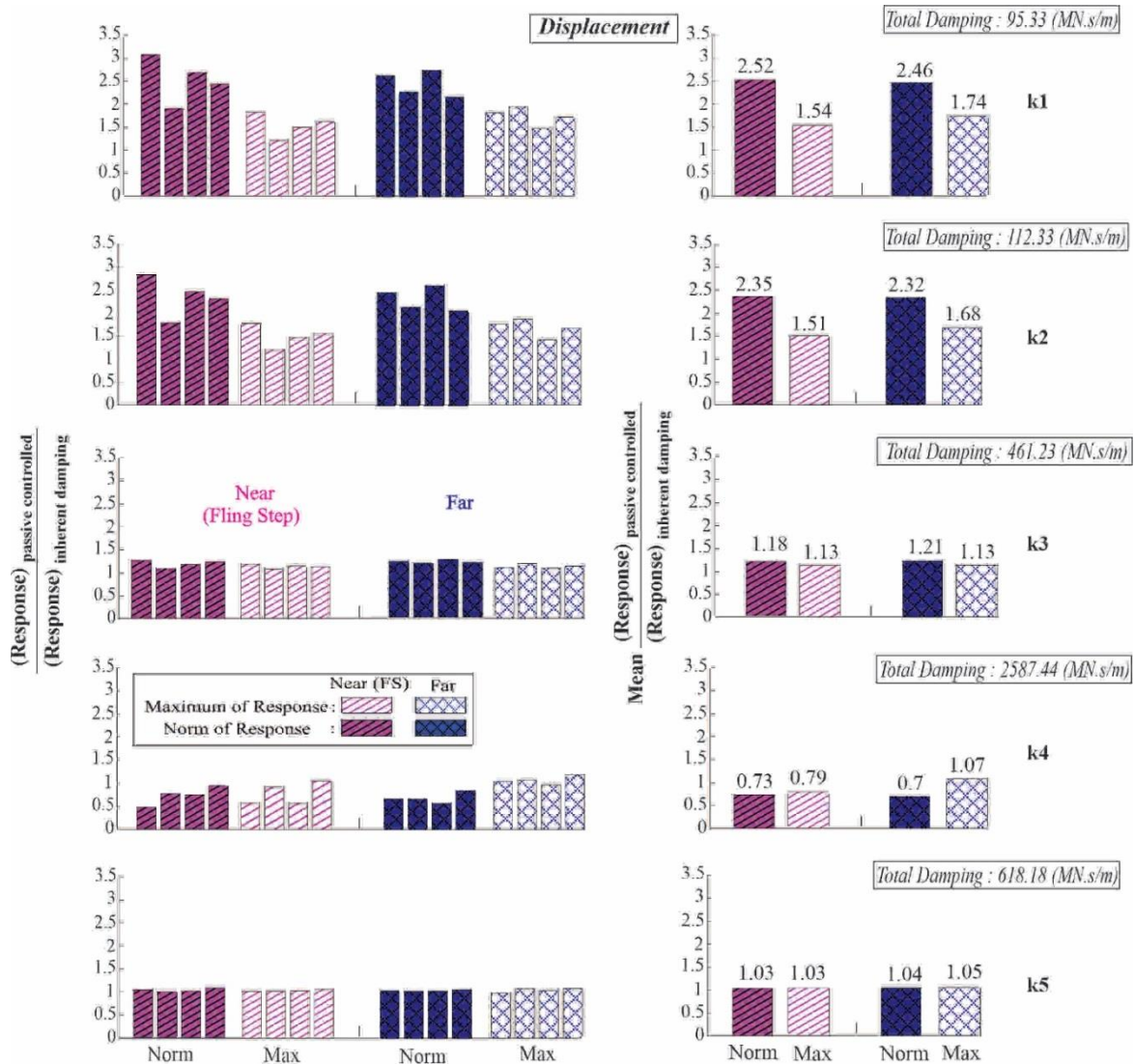
۱/۰۲، ۰/۹۷، ۰/۵۶ و ۰/۸۸ می‌باشد، بدین معنی که میزان درصد اختلاف بین مقادیر پاسخ در این روش‌ها با پاسخ‌های میرایی ۲۰ درصد در هر پنج روش به ترتیب برابر بر با ۱۲/۴، ۲، ۳، ۴۴ و ۱۲ درصد بوده است. به صورت مشابه این مقادیر تحت رکوردهای حوزه دور ۱۲/۴، ۱/۵، ۳/۹، ۴۳ و ۱۱/۶ درصد می‌باشد، که مشاهده می‌شود روش دوم تعیین سختی، انطباق بیشتری با میرایی هدف درصد داشته است. در رابطه با میانگین نرم پاسخ جابجایی نیز می‌توان اظهار کرد، بیشترین میزان مقادیر انطباق تحت هر دو نوع رکورد حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر با ۱/۰۲۴، ۱/۰۱۶ بوده است، که این مقادیر برابر با درصد اختلاف‌های ۲/۴ و ۱/۶ می‌باشند و مربوط به روش دوم از روش‌های تعیین سختی هستند.



شکل ۶- مقادیر نسبت میانگین بیشینه و نرم پاسخ شتاب ساختمان ۳ طبقه در حالت کنترل شده با میراگر به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد

میزان انطباق مربوط به روش سوم بوده و مقادیر آن تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر با ۱/۰۴ و ۱ می‌باشد. همچنین از نظر شاخص نرم پاسخ‌ها، این مقادیر تحت هر دو نوع رکوردهای حوزه دور و نزدیک برابر با مقدار ۱ هستند. به عبارت دیگر در ساختمان ۹ طبقه پاسخ مربوط به جابجایی تقریباً انطباق ۱۰۰ درصدی با پاسخ ساختمان با میرایی هدف داشته است.

با توجه به شکل (۶) از نظر شاخص عملکردی شتاب ساختمان نیز می‌توان بیان کرد، مطلوب‌ترین مقادیر میانگین نرم پاسخ‌ها تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک مربوط به روش دوم بوده و به ترتیب برابر با مقادیر ۱ و ۱/۰۱ می‌باشند و مقادیر متناظر با آن‌ها از نظر بیشینه پاسخ برابر با ۰/۹۸ در روش سوم و ۰/۹۶ در روش دوم هستند. در رابطه با نتایج ساختمان ۹ طبقه، از نظر شاخص عملکرد میانگین بیشینه پاسخ جابجایی، بیشترین



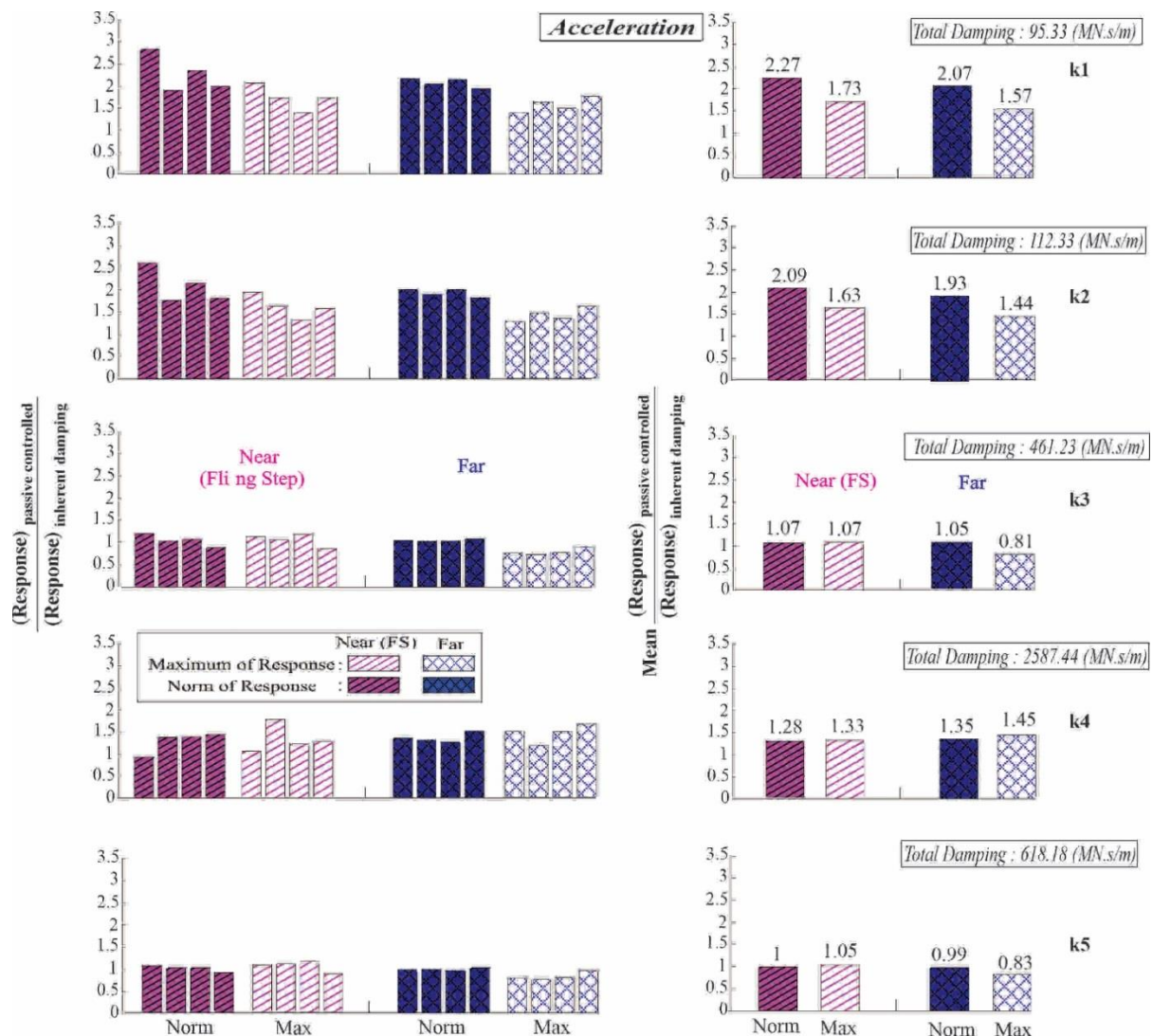
شکل ۷- مقادیر نسبت میانگین بیشینه و نرم پاسخ جابجایی ساختمان ۲۰ طبقه در حالت کنترل شده با میراگر به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد

در روش اول و نهایتاً ۰/۹۵ در روش چهارم بوده است. در یک ارزیابی کلی از ساختمان ۹ طبقه از نظر دو شاخص عملکردی میانگین بیشینه و نرم پاسخ جابجایی، روش سوم تعیین سختی منجر به انطباق بسیار خوبی با میرایی هدف شده

در رابطه با دو شاخص عملکردی میانگین بیشینه و نرم شتاب ساختمان ۹ طبقه، بیشترین میزان انطباق در رکوردهای حوزه نزدیک به ترتیب برابر با مقادیر ۰/۹۲ در روش چهارم، ۰/۹۵ در روش سوم و در رکوردهای حوزه دور به ترتیب برابر با

(۸)، در ساختمان ۲۰ طبقه نیز با بررسی هر ۴ شاخص عملکردی مذکور می‌توان به انطباق بسیار خوب با میرایی هدف در روش پنجم تخمین سختی تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک اشاره کرد.

است، ولی از نظر دو شاخص عملکرد دیگر (میانگین بیشینه و نرم پاسخ شتاب ساختمان)، نمی‌توان به روش خاصی بسنده کرد، اما می‌توان گفت به صورت کلی روش چهارم عملکرد بهتری نسبت به ۴ روش دیگر دارد. با توجه به شکل‌های (۷) و



شکل ۸- مقادیر نسبت میانگین بیشینه و نرم پاسخ شتاب ساختمان ۲۰ طبقه در حالت کنترل شده با میراگر به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد

می‌توان به ترتیب به میزان درصد اختلاف‌های ۵ و ۰ درصد تحت رکوردهای حوزه نزدیک و ۱۷ و ۱ درصد تحت رکوردهای حوزه دور بر اساس روش پنجم اشاره کرد. در شکل‌های (۵) تا (۸) مقادیر میرایی کل بدست آمده تحت هر ۵ روش تعیین سختی نیز ارائه شده است. این مقادیر میرایی در ساختمان ۳ طبقه در هر ۵ روش (روش ۱ تا ۵) به ترتیب برابر با ۱۱/۴۲، ۱۴/۳۱، ۱۶/۰۶، ۴۵/۵۲ و ۱۹/۲۳

در شکل (۷) میزان درصد اختلاف میانگین بیشینه و نرم جابجایی در بین ساختمان کنترل شده با میراگرهای ویسکوز و ساختمان با میرایی هدف ۲۰ درصد تحت رکوردهای حوزه نزدیک در هر دو مورد برابر با مقدار ۳ درصد در روش پنجم و تحت رکوردهای حوزه دور به ترتیب برابر با ۵ در روش پنجم و ۲۱ درصد در روش سوم می‌باشد. به صورت مشابه و در شکل (۸)، در مورد بیشینه و نرم پاسخ شتاب ساختمان نیز

به روش اول و بیشترین میرایی مربوط به روش چهارم بوده است. در ساختمان ۳ طبقه با اینکه روش دوم از تعیین سختی بهترین انطباق را داشته است، ولی در این روش ۲/۸۹ مگانیوتن ثانیه بر مترمقدار میرایی نسبت به روش اول بیشتر است. در صورتی که تنها تامین هدف طراحی در نظر گرفته شده باشد، روش دوم و سپس سوم می‌تواند روش مناسبی باشد.

مگانیوتن ثانیه بر متر است. کمترین مقدار میرایی مربوط به روش اول و بیشترین مقدار آن مربوط به روش چهارم تعیین سختی می‌باشد. همچنین شایان ذکر است که استفاده از دو روش اول و چهارم جهت طراحی، به ترتیب منجر به طرح‌هایی غیر محافظه کارانه و محافظه کارانه می‌شوند. در بین روش‌های مورد بررسی در هر سه ساختمان کمترین مقدار میرایی مربوط

جدول ۳- مقادیر میانگین بیشینه و نرم پاسخ‌ها در حالت کنترل شده با میراگر به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد در ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه

ζ = % ۲۰	روش‌ها	CT (MN.s/m)	میانگین جابجایی				میانگین شتاب			
			بیشینه		نرم		بیشینه		نرم	
			FS	Far	FS	Far	FS	Far	FS	Far
۳	K1	۱۱/۴۲	۱/۱۲۴	۱/۱۲۴	۱/۱۱۶	۱/۱۵۲	۱/۱۱	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱۲
	K2	۱۴/۳۱	۱/۰۲	۱/۰۱۵	۱/۰۱۶	۱/۰۲۴	۱/۰۳	۰/۹۶	۱/۰۱	۱
	K3	۱۶/۰۶	۰/۹۷	۰/۹۶۱	۰/۹۶۷	۰/۹۶۳	۰/۹۸	۰/۹۱	۰/۹۷	۰/۹۵
	K4	۴۵/۵۲	۰/۵۶	۰/۵۷	۰/۶۱۸	۰/۵۴	۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۱	۰/۶۷
	K5	۱۹/۲۳	۰/۸۸	۰/۸۸۴	۰/۸۹	۰/۸۷۶	۰/۹۱	۰/۸۶	۰/۹۱	۰/۸۸
۹	K1	۴۹/۵	۱/۴۲	۱/۵۲	۱/۵۹	۱/۵۸	۱/۳۴	۱/۰۵	۱/۴۸	۱/۳۶
	K2	۵۴/۸۷	۱/۴	۱/۵	۱/۵۵	۱/۵۴	۱/۳۴	۱/۳۵	۱/۴۵	۱/۳۵
	K3	۱۴۶/۵۸	۱	۱/۰۴	۱	۱	۰/۹	۰/۸	۰/۹۵	۰/۸۹
	K4	۵۷۳/۲۷	۰/۵۵	۰/۶۲	۰/۵	۰/۵۲	۰/۹۲	۱/۲	۰/۸۱	۰/۹۵
	K5	۱۷۸/۳۶	۰/۹۱	۰/۹۵	۰/۹	۰/۹۱	۰/۸۳	۰/۷۹	۰/۸۸	۰/۹۲
۲۰	K1	۹۵/۳۳	۱/۵۴	۱/۷۴	۲/۵۲	۲/۴۶	۱/۷۳	۱/۵۷	۲/۲۷	۲/۰۷
	K2	۱۱۲/۳۳	۱/۵۱	۱/۶۸	۲/۳۵	۲/۳۲	۱/۶۳	۱/۴۴	۲/۰۹	۱/۹۳
	K3	۴۶۱/۲۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۸	۱/۲۱	۱/۰۷	۰/۸۱	۱/۰۷	۱/۰۵
	K4	۲۵۸۷	۰/۷۹	۱/۰۷	۰/۷۳	۰/۷	۱/۳۳	۱/۴۵	۱/۲۸	۱/۳۵
	K5	۶۱۸/۱۸	۱/۰۳	۱/۰۵	۱/۰۳	۱/۰۴	۱/۰۵	۰/۸۳	۱/۰۰	۰/۹۹

هزینه مطرح هست، روش اول بهتر بوده است. زمانیکه علاوه بر هزینه، بحث انطباق مناسب با میرایی هدف نیز مد نظر باشد با کمی عدم سختگیری در هزینه، روش سوم به عنوان طرحی محافظه کارانه، بهترین گزینه برای طراحی میراگرهای ویسکوز خواهد بود. بدین ترتیب در ساختمان ۲۰ طبقه نیز می‌توان گفت، بیشترین و کمترین مقادیر میرایی کل بدست آمده به ترتیب مربوط به روش‌های اول و چهارم بوده و برابر با مقادیر ۹۵/۳۳ و ۲۵۸۷/۴۴ مگانیوتن ثانیه بر متر می‌باشند، و به ترتیب دارای محدوده درصد اختلاف‌هایی بین ۵۴ تا ۱۵۲ و ۷ تا ۴۵ هستند. در این ساختمان مقادیر میرایی بدست آمده از دو روش سوم و پنجم نیز به ترتیب برابر با ۴۶۱/۲۳ و ۶۱۸/۱۸ مگانیوتن

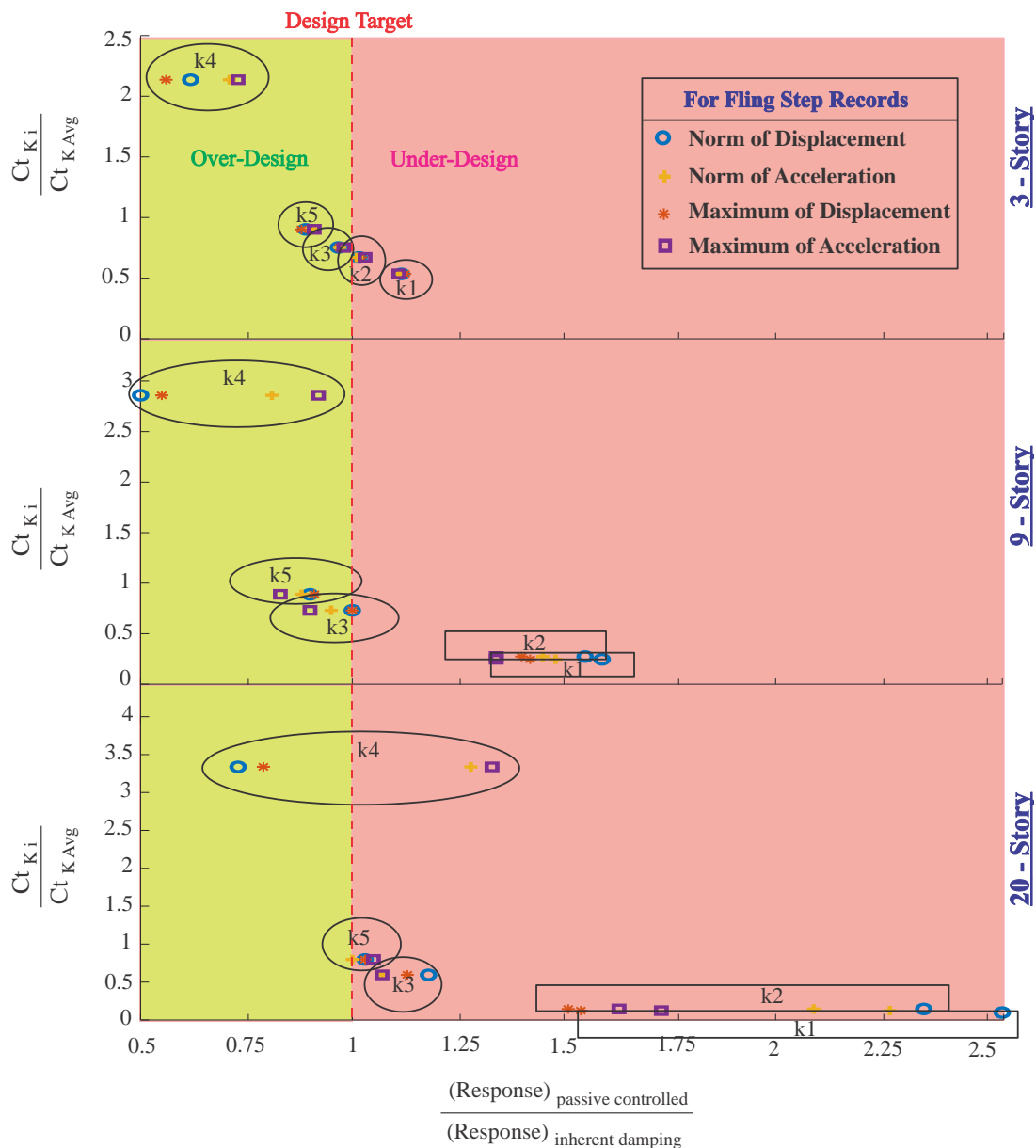
به صورت مشابه در دو ساختمان ۹ و ۲۰ طبقه نیز مقادیر میرایی کل بدست آمده از ۵ روش به ترتیب در بازه بین ۴۹/۵ تا ۵۷۳/۲۷ و ۹۵/۳۳ تا ۲۵۸۷/۴۴ می‌باشند. در ساختمان ۹ طبقه کمترین مقدار میرایی کل بدست آمده از روش اول و برابر با ۴۹/۵ مگانیوتن ثانیه بر متر و میزان درصد اختلاف بین پاسخ‌ها در بازه ۵ تا ۵۹ درصد است و بیشترین مقدار میرایی بدست آمده از روش چهارم و برابر با ۵۷۳/۲۷ مگانیوتن ثانیه بر متر و به ترتیب میزان درصد اختلاف بین ۵ تا ۳۸ درصد بوده است. همچنین مقدار میرایی بدست آمده از روش سوم ۱۴۶/۵۸ مگا نیوتن ثانیه بر متر بوده که دارای درصد اختلاف‌هایی بین ۰ تا ۲۰ درصد بوده است. بنابراین می‌توان اظهار کرد زمانی که بحث



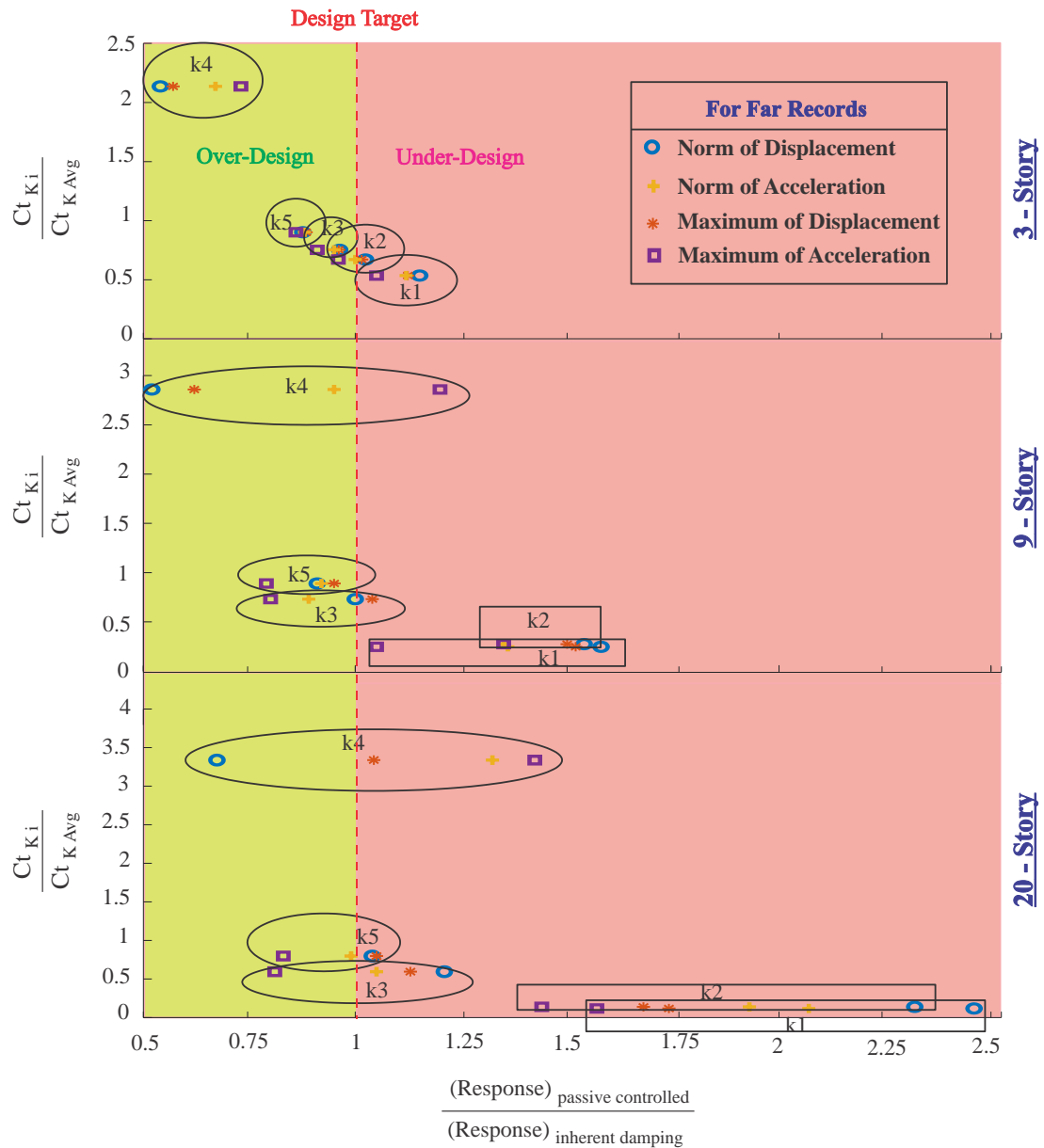
نزدیک بين ۱ تا ۳ درصد و تحت رکوردهای حوزه دور بين ۰ تا ۴ درصد است. به صورت مشابه و در دو ساختمان ۹ و ۲۰ طبقه نیز این محدوده درصد اختلاف بين پاسخها به ترتیب در روش سوم و پنجم از تعیین سختی تحت رکوردهای حوزه نزدیک (در ساختمان ۹ طبقه) بين ۰ تا ۱۰ و (در ساختمان ۲۰ طبقه) ۰ تا ۵ درصد و تحت رکوردهای حوزه دور بين ۰ تا ۲۰ و ۱ تا ۱۷ درصد می باشند. در حالت کلی عملکرد میراگرها در انطباق با هدف طراحی تحت رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به رکوردهای حوزه دور بهتر بوده است.

ثانیه بر متر شده است که این دو روش به ترتیب دارای محدوده درصد اختلافهایی بين ۵ تا ۲۱ و ۰ تا ۱۷ درصد می باشند، ذکر این نکته حائز اهمیت است که در این ساختمان برای بحث انطباق مناسب، روش پنجم و در صورت اضافه شدن بحث هزینهها روش سوم بهترین گزینه برای طراحی خواهد بود.

در رابطه با بررسی تفاوت رکوردهای حوزه دور و نزدیک با توجه به جدول (۳) می توان بیان کرد که در ساختمان ۳ طبقه و در روش دوم (روشی که بهترین انطباق را داده است) محدوده درصد اختلاف بين میانگین پاسخها تحت رکوردهای حوزه



شکل ۹- نمودار نسبت هزینه با کاهش پاسخ ساختمانهای ۳، ۹ و ۲۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه نزدیک



شکل ۱۰- نمودار نسبت هزینه با کاهش پاسخ ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور

نیز روش پنجم بهترین انطباق را با میرایی هدف داشته است.

در طراحی میراگرهای ویسکوز، دو پارامتر هزینه و انطباق با میرایی هدف هر دو به طور جداگانه فاکتوری مهم محسوب می‌شوند، که بسته به هدف طراحی مورد نظر باید مورد بررسی قرار گیرند. در این تحقیق جهت تصمیم‌گیری آسان برای مهندسين سازه در طراحی این میراگرها، نموداری در شکل‌های (۹) و (۱۰) ارائه شده است، که در آن‌ها محور افقی نسبت میانگین پاسخ‌های سازه تحت میرایی کل بدست آمده از روش‌های سختی متفاوت به میانگین پاسخ‌های سازه تحت

در جدول (۳) مقادیر نسبت میانگین بیشینه و نرم پاسخ‌ها در حالت کنترل شده با میراگر ویسکوز به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد برای هر پنج روش در هر ۳ ساختمان تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک مشاهده می‌شود. در مورد ساختمان ۳ طبقه، استفاده از روش دوم تعیین سختی منجر به انطباق بهتری در هر دو پاسخ جابجایی و شتاب نسبت به سایر روش‌ها شده است. در رابطه با ساختمان ۹ طبقه در مورد پاسخ جابجایی، روش سوم انطباق خوبی داشته و در رابطه با پاسخ شتاب، روش چهارم تقریباً (در دو مورد) و سپس روش سوم نسبت به سایر روش‌های بهتر بوده است. در ساختمان ۲۰ طبقه

میرایی هدف می‌باشد و معرف میزان انطباق با هدف طراحی است. محور عمودی این نمودار، نسبت میرایی‌های کل از ۵ روش مختلف سختی به متوسط میرایی‌ها را نشان می‌دهد و معرف میزان هزینه معیار می‌باشد. همچنین در این شکل، پاسخ هر سه ساختمان در قالب هر ۴ شاخص عملکرد ارائه شده است. با توجه به شکل‌های (۹) و (۱۰) که به ترتیب تحت رکوردهای حوزه نزدیک و دور و برای هر سه ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه رسم شده است می‌توان بیان کرد با استفاده از ۵ روش مختلف تعیین سختی، ۵ میرایی کل (۵ هزینهی مختلف) بدست آمده است. در این نمودار بیشترین و کمترین میزان هزینه به ترتیب مربوط به روش چهارم و اول از روش‌های تعیین سختی می‌باشد که بدین ترتیب بیشترین و کمترین مقدار در کاهش پاسخ ساختمان‌ها نیز به ترتیب مربوط به این دو روش است. در هر ۳ نمودار، خط چین قرمز رنگ نشان‌دهندهی مرز انطباق کامل می‌باشد، این نمودارها به دو ناحیه قرمز و سبز کم‌رنگ تقسیم شده‌اند. ناحیه سبز رنگ معرف هزینهی بالا و طرح محافظه کارانه و ناحیه قرمز نمودار معرف هزینه پایین و طرح غیرمحافظه کارانه است. یعنی هر چه از بالا به پایین و به سمت راست نمودار کشیده می‌شود، این روش‌ها منجر به کاهش هزینه و افزایش پاسخ‌های ساختمان‌ها می‌شوند. در این نمودارها همچنین می‌توان به این نکته پی برد که با افزایش تعداد طبقات ساختمان‌ها، پراکندگی پاسخ‌ها بیشتر شده، و به عبارت دیگر عرض بیضی‌ها افزایش یافته است.

در نمودار مربوط به ساختمان ۳ طبقه، روش K1 کمترین هزینه را داشته است ولی این روش غیر محافظه کارانه می‌باشد، اما با قبول ۲۵ درصد افزایش در هزینه می‌توان به بهترین انطباق با میرایی هدف رسید که مربوط به روش K2 است. در روش K3 نیز پاسخ‌ها به میزان ۱۰ درصد نسبت به پاسخ‌های با میرایی هدف کمتر شده‌اند که عملکردی محافظه کارانه در این روش مشاهده می‌شود به نحویکه با افزایش ۴۰ درصدی در هزینه می‌توان به عملکردی محافظه کارانه رسید. به صورت کلی روش K3 بهترین انتخاب بوده است. دو روش K4 و K5 نیز به همین ترتیب با افزایش میزان هزینه، کاهش پاسخ قابل توجهی در پاسخ‌ها را منجر شده است. به طور مشابه در دو ساختمان ۹ و ۲۰ طبقه نیز به نتایج مشابهی می‌توان رسید، با این تفاوت که در ۹ طبقه بهترین انطباق مربوط به روش K3 و در ۲۰ طبقه مربوط به روش K5 است. با کمی عدم سختگیری در معیار هزینه، روش K3 عملکرد محافظه کارانه‌تری را بدست می‌دهد. بنابراین در حالت کلی بر اساس معیار طراحی مورد نظر و تعداد طبقات

سازه در مواردی از قبیل محافظه کارانه بودن، بهترین انطباق با هدف طراحی، کم هزینه‌ترین طرح و... می‌توان بر اساس نتایج بدست آمده، روش سختی مناسب در طراحی میراگر ویسکوز را انتخاب نمود.

۵- نتیجه گیری

■ در ساختمان ۳ طبقه بهترین میزان درصد انطباق (بین پاسخ‌های ساختمان کنترل شده با میراگرهای ویسکوز به کنترل شده با میرایی ذاتی ۲۰ درصد) تقریباً در بازه‌ی ۱۰۰ تا ۹۶ درصد بوده است، که مربوط به روش دوم از روش‌های تعیین سختی طبقات است. به صورت مشابه و در ساختمان‌های ۹ و ۲۰ طبقه بهترین بازه‌ی انطباق بین پاسخ‌ها به ترتیب در محدوده‌ی ۱۰۰ تا ۸۰ درصد (۹ طبقه) و ۱۰۰ تا ۸۷ درصد (۲۰ طبقه) می‌باشد که این مقادیر به ترتیب از روش‌های سوم و پنجم هستند.

■ در حالت کلی می‌توان اظهار کرد زمانی که در طراحی میراگرهای ویسکوز بحث انطباق با میرایی هدف مد نظر باشد، در سه نوع ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به ترتیب روش‌های دوم، سوم و پنجم از روش‌های تعیین سختی طبقات موثر خواهد بود.

■ به دلیلی که در طراحی بحث هزینه‌ها معیار مهمی می‌باشد، علاوه بر بررسی میزان انطباق پاسخ‌ها، باید به مقادیر میرایی کلی که از ۵ روش تعیین سختی به دست می‌آید نیز توجه شود. به این صورت در ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه مقادیر میرایی کل توزیع یافته در ارتفاع ساختمان در حالت بهترین میزان انطباق، به ترتیب از روش‌های دوم، سوم و پنجم برابر با مقادیر ۱۴/۳۱، ۱۴۳/۵۸ و ۶۱۸/۱۸ مگا نیوتن ثانیه بر متر هستند. همانطور که ذکر شد در ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به ترتیب بهترین میزان درصد انطباق بین محدوده‌های ۱۰۰ تا ۹۶، ۱۰۰ تا ۸۰ و ۱۰۰ تا ۸۷ درصد و مربوط به روش‌های دوم، سوم و پنجم بوده است، ولی به‌منظور کاهش هزینه (مقدار میرایی کل) در هر سه نوع ساختمان با در نظر گرفتن مقدار جزئی عدم سخت‌گیری در انطباق، روش سوم تعیین سختی روشی با نتایج محافظه کارانه و بهترین گزینه برای طراحی میراگرهای ویسکوز خواهد بود. به طور مثال در ساختمان ۲۰ طبقه با قبول تقریباً ۸۵ درصد میزان انطباق با میرایی هدف، با روش سوم ۱۵۶/۹۵ مگا نیوتن ثانیه بر متر، نسبت به روش پنجم به

مقدار میرایی کمتری نیاز است.

۷- مراجع

- [1] Wu, X., Guo, W., Hu, P., Bu, D., Xie, X. and Hu, Y., (2020), "Seismic performance evaluation of building-damper system under near-fault earthquake", Shock and Vibration, Vol. 2020.
- [2] Parulekar, Y.M. and Reddy, G.R. (2009), "Passive response control systems for seismic response reduction: A state-of-the-art review", International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 9, pp. 151-177.
- [3] De Domenico, D., Ricciardi, G. and Takewaki, I. (2019), "Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 118, pp.144-165.
- [4] McNamara, R.J., Taylor, D.P. and Duflo, P. (2005), "Fluid viscous dampers to reduce wind-induced vibrations in tall buildings", Tech. Rep., Taylor Devices Europe, Brussels.
- [5] Zhang, Z., Li, A., He, J. and Wang, J. (2009), "Wind-induced vibration control of Hefei TV tower with fluid viscous damper", Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol. 3, pp.249-254.
- [6] Hwang, J.-S., Lin, W.-C. and Wu, N.-J. (2013), "Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings", Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 9, pp. 28-41.
- [7] Xing, L., Zhou, Y. and Aguaguña, M. (2019), "Optimal vertical configuration of combined energy dissipation outriggers", Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 28, pp. e1579.
- [8] Roy, T. and Matsagar, V. (2020), "Probabilistic assessment of steel buildings installed with passive control devices under multi-hazard scenario of earthquake and wind", Structural Safety, Vol. 85, pp. 101955.
- [9] بیرقی، ح. (۱۳۹۷)، "پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه نزدیک و دور"، مجله سازه و فولاد، شماره بیست و پنجم بهار، ص. ۵۷-۶۷.
- [10] Singh, T., Kalra, M. and Misra, A.K. (2020), "Simplified probabilistic seismic assessment of dampers in tall and braced structures in buildings", Journal of Engineering, Design and Technology, Vol. 18, pp. 1037-1052.
- [11] Huergo, I.F., Hernández-Barríos, H. and Patlán, C.M. (2020), "A continuous-discrete approach for pre-design of flexible-base tall buildings with fluid viscous dampers," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 131, pp. 106042.
- [12] Basu, B., Bursi, O.S., Casciati, F., Casciati, S., Del Grosso, A.E., Domaneschi, M., Faravelli, L., Holnicki-Szulc, J., Irschik, H., Krommer, M., Lepidi, M., Martelli, A., Ozturk, B., Pozo, F., Pujol, G., Rakicevic, Z. and Rodellar, J. (2014), "A European association for the control of structures joint perspective. Recent studies in civil structural control across Europe," Structural Control and Health Monitoring, Vol. 21, pp. 1414-1436.
- [13] Benioff, H. (1955), "Mechanism and strain characteristics of the White Wolf fault as indicated by the aftershock sequence", Bull., Calif. Div. Mines, Vol. 171, pp.199-202.
- [14] Hudson, D.E. and Housner, G.W. (1958), "An analysis of strong-motion accelerometer data from the San Francisco earthquake of March 22, 1957", Bulletin of the seismological society of America, Vol. 48, pp.253-268.
- [15] Bolt, B.A. (2004), "Seismic input motions for nonlinear structural analysis", ISET journal of earthquake technology, Vol. 41, pp. 223-232.

■ در رابطه با بررسی تفاوت رکوردهای حوزه دور و نزدیک چنین مشهود است که در ساختمان ۳ طبقه و در روش دوم (روشی که بهترین انطباق را داده است) محدوده درصد اختلاف بین میانگین پاسخها تحت رکوردهای حوزه نزدیک بین ۱ تا ۳ درصد و تحت رکوردهای حوزه دور بین ۰ تا ۴ درصد است. به صورت مشابه و در دو ساختمان ۹ و ۲۰ طبقه نیز این محدوده درصد اختلاف بین پاسخها به ترتیب در روش سوم و پنجم از تعیین سختی تحت رکوردهای حوزه نزدیک (در ساختمان ۹ طبقه) بین ۰ تا ۱۰ و (در ساختمان ۲۰ طبقه) ۰ تا ۵ درصد و تحت رکوردهای حوزه دور بین ۰ تا ۲۰ و ۱ تا ۴۳ درصد می‌باشند. در حالت کلی عملکرد میراگرها در انطباق با هدف طراحی تحت رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به رکوردهای حوزه دور بهتر بوده است.

۶- محدودیت‌های مقاله و پیشنهادات

در این بخش محدودیت‌های مطالعه حاضر مورد توجه قرار گرفته است. این محدودیت‌ها همچنین پیشنهاداتی برای مطالعات آتی خواهند بود که می‌توانند در مطالعات آتی مورد توجه قرار گیرند. در این مقاله عملکرد میراگرهای ویسکوز تحت رکوردهای حوزه نزدیکی که تنها دارای اثر پرتابی هستند مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر اثر پرتابی رکوردهای نزدیک گسل می‌توانند دارای جهت‌پذیری نیز باشند که لازم است اثر این مشخصه نیز بر عملکرد ساختمان‌های کنترل شده با میراگر ویسکوز مورد بررسی قرار گیرد. در این مطالعه از تعداد محدودی رکورد برای ارزیابی عملکرد میراگر ویسکوز استفاده شده است و لازم است در تحقیقات آتی تعداد رکوردها افزایش یابد تا بتوان به صورت کامل اثر محتوای فرکانسی و عدم قطعیت رکورد به رکورد را در نتایج در نظر گرفت.

همچنین مدلسازی سازه به صورت سه‌بعدی و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه و میراگر و اعمال رکوردهای زلزله در دو جهت افقی و در راستای قائم به صورت همزمان از جمله پیشنهادات است که در مطالعات آتی می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. در انتها از آنجا که در این مقاله تنها به توزیع بهینه میرایی در ارتفاع توجه شده است، لازم است برای تکمیل این مطالعه چپ‌نش و پیکره‌بندی بهینه میراگرهای ویسکوز در دهانه‌های مختلف و ارتفاع سازه نیز مورد توجه قرار گیرد.



- [16] Ohtori, Y., Christenson, R., Spencer Jr, B. and Dyke, S. (2004), "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 130, pp. 366-385.
- [17] Cimellaro, G.P. and Retamales, R. (2007), "Optimal softening and damping design for buildings", *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, Vol. 14, pp. 831-857.
- [18] Landi, L., Conti, F. and Diotallevi, P.P. (2015), "Effectiveness of different distributions of viscous damping coefficients for the seismic retrofit of regular and irregular RC frames", *Engineering Structures*, Vol. 100, pp. 79-93.
- [19] Tena-Colunga, A. (2013), "Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design," *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 4, pp.1-15.

[۲۰] نوری فرد، آ. و تابش پور، م.ر. (۱۳۹۵)، "مروری تحلیلی و مقایسه‌ای بر روش‌های تعیین سختی طبقات"، آنالیز سازه-زلزله، شماره اول بهار، ص. ۲۳-۳۲.

پی نوشت

- ¹ ASCE: American Society of Civil Engineering
² Viscous damper
³ Viscoelastic damper
⁴ Buckling-restrained brace damper
⁵ Friction damper
⁶ Self-centering damper
⁷ Hefei
⁸ Outriggers with buckling-restrained brace
⁹ Outriggers with viscous damper
¹⁰ Parkfield, California
¹¹ Pacoima, San Fernando
¹² Landers
¹³ Northridge
¹⁴ Kobe
¹⁵ Chi-Chi
¹⁶ IDPD: interstorey drift proportional distribution determined on the basis of the first mode deformations
¹⁷ Hachinohe
¹⁸ Cimellaro
¹⁹ Retamales
²⁰ Suboptimal

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

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

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 .	تایید
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	تایید
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 .