



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 امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

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

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال سی و سوم - شماره‌ی چهارم

تابستان ۱۴۰۲

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

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

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

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

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

بررسی تأثیر نوع ساختمانی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز ..... ۵  
Comparing seismic performance of using pipe damper in toggle and diagonal braces

مجید محمدی؛ محمد سلمانی سولا

به‌کارگیری مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی کمانش‌تاب برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ..... ۱۸  
Rehabilitation of moment resistant frame with shape memory bracing

حمید بیرقی

ارائه روش جدید استفاده از رولربرینگ‌ها در اطراف هسته در مهاربند کمانش‌تاب تمام فولادی ..... ۳۶  
Introducing a New Method of Using Roller Bearings Around the Core Plate of All-Steel Buckling Restrained Braces

بهمن شروانی تبار؛ حامد افکاریان باقرزاده

اثرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی نامنظم هندسی در پلان جداسازی شده پایه با جداگرهای لاستیکی هسته سربی ..... ۵۱  
The Effects of Soil-Structure Interaction on the Seismic Behavior of Geometrically Irregular Steel Structures in Base-Isolated Plan with Lead Rubber Bearing Isolators

میثم محبوبی نیازمندی؛ محمد بخشنده

رفتار ستون‌های فولادی پرشده با بتن در برابر حریق در کل سازه ..... ۷۳  
The behavior of concrete-filled steel columns against fire in the entire structure

میلاذ محسنی؛ سید رسول میرقادری؛ یاسر بدرافشان

تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی ساده فولادی با ستون‌های پیوند شده ..... ۹۰  
Quantification of the seismic parameters of building frame systems with linked columns

اباذر اصغری؛ وحید جابری

شیوه نگارش ..... ۱۰۵

فرم عضویت ..... ۱۰۶

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران

## بررسی تأثیر نوع ساختگاه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز

مجید محمدی\*<sup>۱</sup>، محمد سلمانی سولا<sup>۲</sup>

۱- استاد، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۲- کارشناسی ارشد مهندسی عمران - زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

\*تهران، کد پستی ۱۹۵۳۷۱۴۵۱۵، mohammadi@iiees.ac.ir

### چکیده

یکی از عوامل موثر بر رکورد زلزله، نوع خاک ساختگاه است. معمولاً خاک‌های نرم اثر تشدیدکنندگی بیش‌تری دارند و باعث بروز رفتار غیرخطی بیش‌تری می‌گردند. به همین دلیل با تغییر ساختگاه از خاک نوع ۱ به خاک نوع ۴، ضرایب زلزله در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز افزایش یافته و سازه‌های مستقر بر این نوع خاک‌ها عملاً قوی‌تر طراحی می‌شوند. در این پژوهش عملکرد سازه‌های مجهز به میراگر ویسکوز در تمامی ساختگاه‌ها نسبت به سازه‌های مشابه فاقد میراگر مقایسه می‌گردد تا کارایی میراگر ویسکوز در ساختمان‌های مستقر در انواع خاک‌ها مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور سازه‌های قاب خمشی فولادی متوسط ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه برای هر ۴ ساختگاه دارای خاک نوع ۱، ۲، ۳ و ۴ طراحی و رفتار لرزه‌ای آن‌ها با سازه‌های مشابه دارای میراگر مقایسه می‌گردد. اعضای سازه‌ای و خصوصیات میراگر ساختمان‌های دارای میراگر بر اساس ASCE7-16 طراحی می‌شوند. تمامی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دویبعدی مدل‌سازی و با استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک واقعی که در هر ۴ ساختگاه رخ داده‌اند، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی می‌شوند. سازه‌های مورد نظر برای شهر تهران طراحی شده‌اند و در مطالعه رفتار واقعی آن‌ها در زلزله ۴۷۵ ساله، مولفه قائم و افقی زلزله‌های واقعی که شتاب مولفه افقی آن‌ها به  $0.35g$  نرمالایز شده، به آن‌ها اعمال شده است. نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی غیرخطی برای ۲۴ رکورد زلزله حوزه دور و ۱۰ رکورد حوزه نزدیک نشان می‌دهد که سازه‌های قاب خمشی متداول، با تغییر ساختگاه از خاک نوع ۱ به خاک نوع ۴، پاسخ بزرگ‌تر و عملکرد لرزه‌ای ضعیف‌تری از خود نشان می‌دهند. اما میراگرهای ویسکوز در سازه‌های مشابه، در هر ۴ ساختگاه پاسخ سازه‌ها را به خوبی کاهش می‌دهند و هر چه قدر خاک ساختگاه نرم‌تر باشد، میراگرهای ویسکوز، عملکرد موثرتری از خود نشان می‌دهند. بنابراین به‌کارگیری میراگرهای ویسکوز را می‌توان در انواع خاک‌ها به عنوان راهکاری برای بهبود عملکرد لرزه‌ای به کار برد.

### واژگان کلیدی

خاک ساختگاه، قاب خمشی فولادی، میراگر ویسکوز، زلزله حوزه دور، زلزله حوزه نزدیک، تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی

## Comparing seismic performance of using pipe damper in toggle and diagonal braces

M. Mohammadi, M. Salmani Soula

### Abstract

Soil type of building site is one the most effective parameters on the buildings seismic behavior. Site effect, which occurs mostly in softer soils fortifies the influence of earthquakes and apply greater seismic forces to the buildings. Therefore, the buildings in soft soils should be designed for greater lateral seismic forces, based on the codes such as Iranian Standard 2800. In the present research, performance of viscous dampers in buildings is investigated in all soil types from very stiff, type I to very soft soil, type IV. The main purpose of this paper is to find where viscous dampers have the most performance regarding different soil types. For this, some building frames having 5, 10 or 15 stories are designed on different soil types. It is assumed that the buildings have steel moment resisting structures. Each building on every soil type is designed twice: with and without viscous dampers, and their seismic behaviors are calculated under some earthquake records and compared. ASCE7-16 is based for designing the buildings having viscous dampers. The assumed buildings were analyzed for earthquake acceleration records of the corresponding soil type, with return period of 475 years, having PGA of 0.35g. Nonlinear time history analyses of the buildings under 24 far-field records and 10 near-field records show that: regular buildings, without viscous dampers, on softer soils are more vulnerable, and equipping them with viscous dampers is a good method to protect them in earthquakes and decreasing their responses and damages. Viscouse dampers are more effective in buildings on softer soils. In summary, viscous dampers are always effective in decreasing the structural seismic responses and damages, and they are more effective in buildings on soft soils.

### Keywords

Soil type, Steel moment frame, Viscous damper, Far-field earthquakes, near-field earthquakes, Nonlinear time history analysis

کشورمان در موقعیتی قرار گرفته است که یکی از فعالترین کمربندهای زلزله خیز جهان تحت عنوان «آلب هیمالیا» از آن می‌گذرد. نتایج حاصل از زلزله طی سالیان گذشته نشان می‌دهد اگرچه برنامه‌ریزان، متخصصین و مجریان پندهایی از این حوادث گرفته و اصلاحات و تمهیداتی در جهت مقابله با این پدیده طبیعی صورت پذیرفته است؛ لیکن تا نقطه مطلوب، فاصله نسبتاً زیاد است. یکی از روش‌های نوین مقاوم‌سازی در برابر زلزله استفاده از میراگرهای ویسکوز است. این سیستم‌های جاذب انرژی زلزله، بین طبقات مختلف سازه نصب می‌شود و هنگام وقوع زلزله انرژی مخرب زلزله را جذب و معمولاً به صورت حرارت آزاد می‌کنند. میراگرهای ویسکوز بر اساس نیرویی که از ضریب میرایی میراگر و سرعت دو سر میراگر و تعداد میراگر در هر طبقه ساختمان به دست می‌آید، طراحی و انتخاب می‌شوند [۱].

توجه به اثر خاک در عملکرد سازه حین زلزله موضوعی است که در دهه‌های اخیر مورد توجه تحقیقات بسیاری قرار گرفته است. مشخصات ساختمان با توجه به نوع خاک می‌تواند نقش مهمی در تغییر عملکرد سازه و تغییر جابه‌جایی بین طبقات داشته باشد و با تغییر خاک ساختمان و تغییر فاصله از گسل و شدت زلزله، با تأثیر بر سرعت و نیروی نهایی میراگرها از عملکرد نهایی سازه کاسته شود. مسأله تأثیر ساختمان بر حرکات لرزه‌ای زمین از اوایل قرن بیستم مورد توجه محققین و دانشمندان قرار گرفته است که با بررسی آثار ایجادشده در اثر امواج زلزله در نقاط مختلف ساختمان و همچنین شرایط لایه‌های آبرفتی محل، تأثیر ساختمان را در تغییر خصوصیات مختلف امواج زلزله مورد ارزیابی قرار داده‌اند [۲].

بار اکثر سازه‌ها توسط پی، به خاک منتقل می‌شود و امواج زلزله نیز پس از عبور از خاک به سازه وارد می‌شود. در نتیجه رفتار سازه‌ها در هنگام زلزله، متأثر از شرایط خاک زیر پی آنها بوده و خصوصیات خاک در انتقال امواج زلزله از سنگ بستر به سازه تأثیر بسیار مهمی در طراحی سازه دارد. دقت در ساز و کار انتقال این امواج و در نتیجه تعیین و اعمال نیروی جانبی ناشی از زلزله به سازه در طراحی بهینه و ایمن آن بسیار حائز اهمیت است. بسته به خصوصیات سازه و خاک، نوسانات منتشرشده ناشی از زلزله از سنگ بستر می‌تواند تشدید و یا تضعیف گردد [۳].

در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] با توجه به انواع طبقه‌بندی نوع زمین و با در نظر گرفتن سرعت موج برشی میانگین‌گیری شده در

لایه‌های قرار گرفته در عمق ۳۰ متری سطح زمین، طیف‌های طرح مربوطه ارائه شده است.

وجود لایه سست و محل قرارگیری آن در ساختمان مترکم موجب تغییر رفتار لرزه‌ای ساختمان می‌شود. قرارگیری لایه سست در اعماق تحتانی موجب بروز رفتار غیرخطی بیش‌تری در ساختمان خواهد شد و هنگامی که لایه سست در اعماق تحتانی ساختمان قرار می‌گیرد، تشدید شتاب مقادیر کمتری از خود نشان می‌دهد. همچنین پی‌رود دینامیکی ساختمان‌هایی که شامل لایه سست در اعماق تحتانی هستند، به علت رفتار غیرخطی ساختمان، مقادیر بیش‌تری نسبت به ساختمان‌های شامل لایه سست سطحی دارند. با افزایش شتاب حداکثر سنگ بستر و افزایش کرنش‌های ساختمان، پی‌رود دینامیکی ساختمان‌های شامل لایه سست افزایش می‌یابد؛ لیکن این افزایش پی‌رود دینامیکی در حالتی که لایه سست در اعماق تحتانی قرار دارد، از نرخ افزایشی بیش‌تری برخوردار است. به طور کلی ضخامت لایه سست در رفتار دینامیکی ساختمان مؤثر می‌باشد به طوری که با افزایش ضخامت لایه سست در اعماق تحتانی، رفتار غیرخطی بیش‌تری بروز می‌کند و پی‌رود دینامیکی آبرفت افزایش می‌یابد و نسبت تشدید شتاب کاهش می‌یابد. هنگامی که لایه سست در سطح قرار گرفته است، تغییر ضخامت، موجب ایجاد رابطه مشخصی با پارامترهای لرزه‌ای سطحی نخواهد شد؛ لیکن در این حالت با تشدید شتاب روبه‌رو خواهیم بود [۵].

## ۲- طراحی سازه‌های بدون میراگر و سازه‌های پایه برای نصب میراگر ویسکوز

در این تحقیق به منظور بررسی تأثیر تغییرات ساختمان بر رفتار سازه‌های مجهز به میراگر ویسکوز و دستیابی به نتایج مناسب، ۳ سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه فولادی که تا حد امکان به ساختمان‌های موجود در ایران بیش‌تر نزدیک است انتخاب شده است و چون حداکثر ارتفاع سازه‌های مورد بررسی زیر ۵۰ متر است، مطابق جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴]، سیستم قاب خمشی فولادی متوسط ( $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4$ ) برای طراحی تمام سازه‌ها انتخاب شده است. در طراحی این سازه‌ها سعی شده مشابه آنچه در دفاتر مهندسی متداول است، سازه‌ها تا حد ممکن بهینه طراحی شوند.

برای بررسی نقش میراگر و مقایسه با سازه‌های متداول دو دسته سازه طراحی می‌شوند، یک دسته سازه‌های قاب خمشی



متوسط متداول (فاقد میراگر) که به تنهایی در برابر بار جانبی زلزله مقاومت کافی داشته و جوابگوی مقدار مجاز تغییر مکان نسبی طبقات بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] هستند و دسته دوم سازه‌های قاب خمشی متوسطی هستند که دارای میراگر می‌باشند و بر اساس آیین‌نامه ۱۶ – ASCE7 [۶] طراحی شده‌اند. برای این ساختمان‌ها، سازه ابتدا برای حداقل برش پایه  $V_{min}$  طراحی می‌شود. در بند 18.2.1.1 فصل هجدهم آیین‌نامه ۱۶ – ASCE7 [۶] حداقل برش پایه ( $V_{min}$ ) برای سیستم‌های مجهز به میراگر از رابطه (۱) به دست می‌آید:

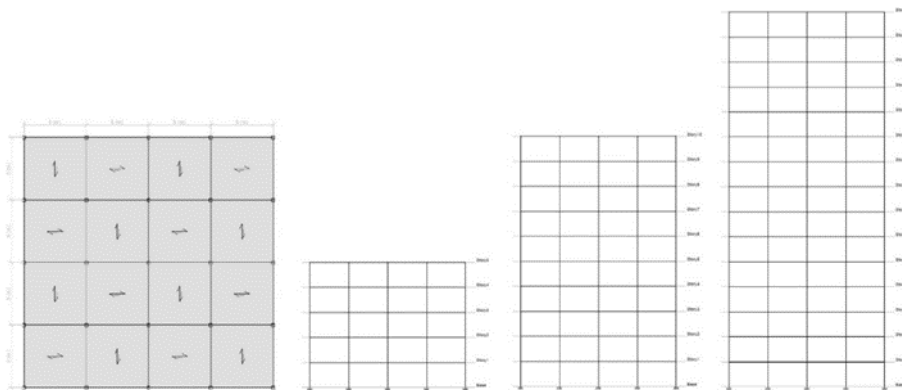
$$V_{min} = \max \left\{ \frac{V}{B_{V+1}}, 0.75V \right\} \quad (1)$$

در رابطه فوق  $V$ ، مقدار برش پایه سازه بدون میراگر و  $B_{V+1}$ ، ضریب کاهش طیف طراحی بر اثر افزایش میرایی است. دلیل این که سازه بدون در نظرگیری میراگر باید برای حداقل برش پایه خاصی طراحی شود این است که در طراحی سیستم‌های کنترل غیرفعال، سازه پایه یا به تعبیری سازه‌ای که میراگر در آن نصب می‌گردد، حداقل باید برای درصدی از برش پایه آیین‌نامه طراحی گردد تا بتواند بدون سیستم کنترلی یا بروز نقص در این گونه سیستم‌ها، مقاومت جانبی و پایداری لازم در برابر نیروی زلزله را داشته باشد و از لحاظ سطح عملکرد در حین زلزله از شرایط مناسبی برخوردار باشد. رابطه (۱) برای سازه‌های مفروضه در این تحقیق،  $V_{min}$  برابر  $0.75V$  گردید و به همین جهت سازه‌هایی که در این مرحله برای ۷۵ درصد برش پایه، طراحی می‌شوند، مطابق آیین‌نامه و کنترل‌های انجام‌شده در بخش طراحی میراگر ویسکوز، جوابگوی نیروی زلزله خواهند بود. پس از طراحی میراگرها و کنترل سازه‌ها فقط برای جوابگویی در برابر حداکثر

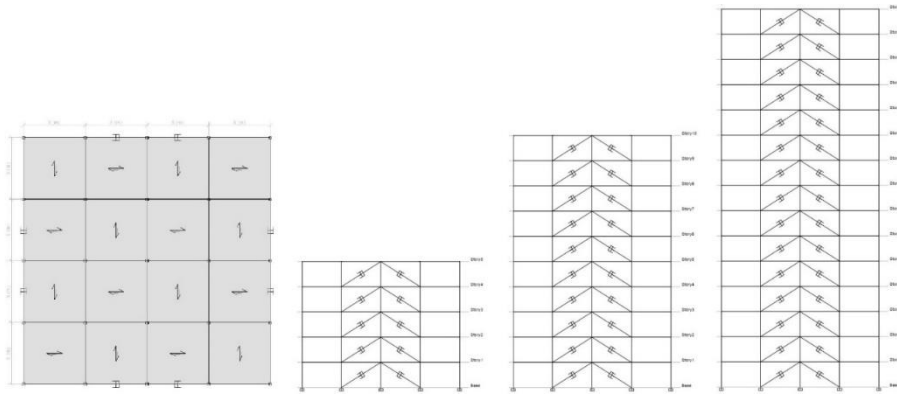
نیروی میراگرها برخی المان‌های سازه‌ها افزایش مقطع می‌یابند (نحوه انجام این کنترل، به تفصیل در بخش ۳ بیان شده است).

بنابراین ۳ سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه برای هر ۴ نوع خاک، یک بار برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله به منظور مقایسه با سازه دارای میراگر و یک بار برای ۷۵ درصد نیروی زلزله برای الحاق میراگر، به منظور بررسی تغییرات ساختگاه در عملکرد میراگر طراحی شده‌اند. به عبارت دیگر ۱۲ سازه بدون میراگر و ۱۲ سازه پایه برای الحاق میراگر و در مجموع ۲۴ سازه طراحی می‌شوند. پلان و شکل هندسی سازه‌های بدون میراگر در شکل (۱) و در شکل (۲) پلان و شکل هندسی سازه‌های دارای میراگر و نحوه چیدمان میراگر در سازه‌ها نشان داده شده است. همچنین تمام سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه دارای ۴ دهانه ۵ متری در هر دو جهت هستند و ارتفاع تمام طبقات ۳/۲ متر است. در سازه‌های با میراگر، میراگرهای ویسکوز در دو دهانه میانی قاب‌های بیرونی طبقات قرار گرفته‌اند (در هر جهت ۲ میراگر در دو قاب بیرونی طبقه و جمعاً ۴ میراگر در هر جهت قرار دارد یا به عبارتی در هر طبقه ۸ میراگر وجود دارد). محل تمام سازه‌ها شهر تهران (پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد) با کاربری مسکونی انتخاب شده و سیستم سقف طبقات از نوع تیرچه کرومیت است که طبق شکل‌های (۱) و (۲)، سقف‌ها به صورت شطرنجی قرار گرفته و بارها را انتقال می‌دهند. همان‌طور که اشاره شد، سیستم سازه‌ها قاب خمشی فولادی متوسط در هر دو جهت است که برای ۴ تیپ خاک نوع ۱، ۲، ۳ و ۴ جداگانه طراحی شده‌اند.

در طراحی سازه‌ها از فولاد ساختمانی رایج در ایران S240 استفاده شده که دارای جرم حجمی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مقاومت جاری شدن ۲۴۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال است. در ستون‌ها از مقاطع



شکل ۱- پلان و شکل هندسی سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بدون میراگر در ۴ ساختگاه طراحی شده



شکل ۲- پلان و شکل هندسی سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه دارای میراگر در ۴ سازه‌گاه طراحی شده

BOX و در تیرها از مقاطع IPE استفاده شده است.

بارهای ثقیلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده است. مقدار بارهای مرده بر اساس جزئیات اجرایی سقف‌ها و دیوارها و مقدار بارهای زنده بر اساس کاربری قسمت‌های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۷] تعیین می‌گردد. در این تحقیق برای طبقات بار مرده  $450 \text{ kg/m}^2$ ، بار زنده قابل کاهش  $200 \text{ kg/m}^2$ ، بار زنده تیغه‌بندی  $105 \text{ kg/m}^2$ ، بار مرده دیوارهای پیرامونی  $700 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. و برای بام بار مرده  $500 \text{ kg/m}^2$ ، بار زنده،  $150 \text{ kg/m}^2$  بار برف  $150 \text{ kg/m}^2$ ، بار دیوارهای پیرامونی (جان‌پناه)  $250 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. با توجه به منظم بودن ساختمان در ارتفاع و پلان و کم‌تر بودن ارتفاع سازه‌های در نظر گرفته شده از ۵۰ متر طبق بند ۳-۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] می‌توان برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله از روش استاتیکی معادل استفاده نمود. ضرایب C و K زلزله با توجه به مشخصات سازه محاسبه و مورد استفاده قرار گرفته است. ترکیب بارهای طراحی سازه‌ها با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۸] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] انتخاب و تنظیم شده و سپس طراحی سازه‌ها به روش حالات حدی<sup>۱</sup> در نظر گرفته می‌شود و چون محل پروژه شهر تهران و با خطر نسبی خیلی زیاد است، اثر زلزله قائم در کل سازه منظور شده است. پس از مشخص شدن این الزامات، با رعایت ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴]، ۱۲ سازه بدون میراگر برای ۱۰۰ درصد ضریب زلزله و ۱۲ سازه پایه برای الحاق میراگر برای ۷۵ درصد ضریب زلزله در نرم افزار ETABS مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی معادل شدند [۹] و سپس سازه‌ها طراحی و تمام

مقاطع مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۸] کنترل شدند. همچنین برای سازه‌های بدون میراگر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مطابق بند ۳-۵ و رابطه ۳-۱۱ استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] کنترل شده‌اند. از آن جایی که سازه‌های پایه برای الحاق میراگر بعداً با میراگر تجهیز و کنترل خواهند شد، نیازی به کنترل در یافت ندارند و مقاومت کافی در طراحی برایشان کافی است [۴ و ۶]. وزن فولاد مصرفی در سازه‌های پایه مجهز به میراگرهای ویسکوز نسبت به سازه‌های بدون میراگر به طور میانگین  $7 \text{ kg/m}^2$  کم‌تر به دست آمده است.

### ۳- طراحی سازه‌های با میراگر ویسکوز بر اساس آیین‌نامه ASCE7-16

برای طراحی و کنترل سازه‌های دارای میراگر از روابط ارائه شده در فصل ۱۸ آیین‌نامه ASCE7-16 [۶] استفاده شده است. آیین‌نامه ASCE7-16 [۶] روش‌های طراحی سازه به همراه میراگر را به طور کلی به ۳ بخش تقسیم می‌کند. اولین مورد روش‌های غیرخطی است که بدون محدودیت در طراحی به کار می‌روند. دومین مورد روش استفاده از طیف پاسخ است که در سازه‌هایی که دارای ۲ شرط زیر باشند می‌توان به کار برد:

(۱) در جهت مورد نظر و در هر طبقه حداقل دو میراگر وجود داشته باشد.

(۲) نسبت میرایی بحرانی کل در هر جهت از ساختمان بیش از ۳۵ درصد در مود اول سازه نشود.

<sup>2</sup> Equivalent Lateral Force Procedure

<sup>1</sup> Load and Resistance Factor Design (LRFD)

گرفتن اثر مودهای بالاتری است که می‌توانند اثر قابل توجهی در برآورد سرعت واقعی طبقات داشته باشند.

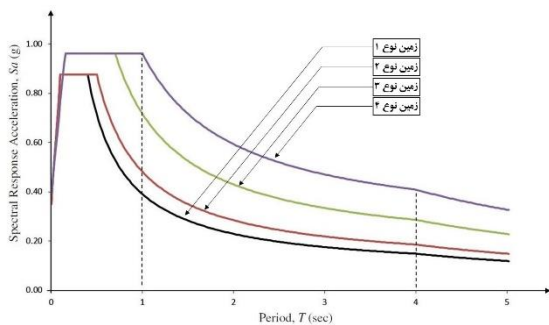
تمامی سازه‌ها در نرم‌افزار ETABS بر اساس روش تحلیل استاتیکی خطی طراحی و کنترل شده‌اند و تمامی میراگرها برای نتایج حاصل از این تحلیل طراحی می‌شوند؛ بنابراین برای طراحی میراگرها از روش ELF آیین‌نامه ASCE7-16 [۶] استفاده و کنترل‌ها مطابق آن با نرم‌افزار ETABS انجام خواهد پذیرفت و در نهایت با استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی بررسی خواهند شد. لازم به ذکر است می‌توان تمامی میراگرها را بر اساس نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی سازه‌های طراحی شده برای ۷۵٪ برش پایه، بدون هیچ محدودیتی طراحی کرد؛ اما چون تعداد تحلیل‌ها و رکوردهای انتخابی زیاد و بیش از حد زمان‌بر است، به همین جهت از روش ELF استفاده و با روش دینامیکی غیرخطی بررسی می‌شود. میراگر ویسکوز انتخابی از نوع غیرخطی با توان سرعت برابر با ۰/۵ است که چیدمان انتخابی برای این میراگر قطری است.

به منظور طراحی میراگرها ابتدا با توجه به شکل (۲-۱-ب) استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] (ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌ها با خطر زیاد و خیلی زیاد) و با توجه به این که شهر تهران در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد و شتاب مبنای طرح ۰/۳۵ برابر شتاب ثقل زمین است، طیف پاسخ (مشابه آیین‌نامه ASCE7-16 [۶]: A.B) هر چهار ساختگاه برای خطر نسبی خیلی زیاد در شکل (۳) رسم شده است. سپس مشابه شکل (۴) طیف طراحی آیین‌نامه ASCE7-16 [۶]، مقادیر  $S_{D1}$  (مقدار شتاب طیف طراحی در پرپود ۱ ثانیه) و  $S_{DS}$  (مقدار شتاب طیف طراحی در پرپودهای کوتاه) برای هر چهار ساختگاه ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] محاسبه و بر اساس این مقادیر، میراگرها برای ۴ ساختگاه مختلف طراحی شده‌اند. برای محاسبه ضریب میرایی میراگر (C) از رابطه (۲) که توسط هوانگ و همکاران [۱۰] ارائه شده، استفاده شده است:

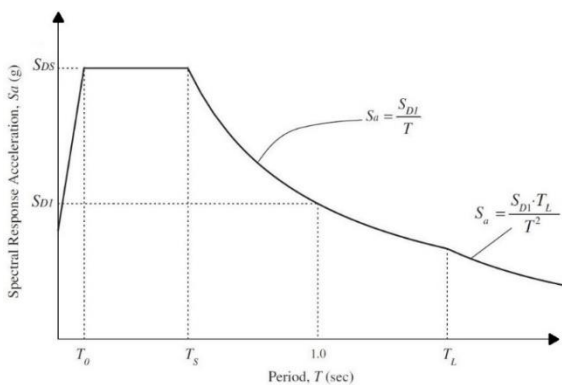
$$\beta_{V1} = \frac{T_1^{2-\alpha} \lambda \sum_j C_j |(f_h)_j (\phi_h)_{rj} - (f_v)_j (\phi_v)_{rj}|^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i (\phi_h)_i^2} \quad (2)$$

در رابطه فوق،  $\beta_{V1}$  نسبت میرایی تولیدی میراگرهای ویسکوز است که ۱۵ درصد فرض شده،  $\alpha$  توان سرعت میراگر که برابر با ۰/۵ در نظر گرفته شده است.  $T_1$  زمان تناوب مود اول

سازه،  $f_h$  ضریب بزرگنمایی افقی که بر اساس چیدمان میراگر تعیین می‌شود (در چیدمان میراگر قطری  $f_h = \cos\theta$  می‌باشد که با توجه به ابعاد دهانه محل قرارگیری میراگر برابر با ۰/۸۴ به دست می‌آید)،  $(\phi_h)_{rj}$  تغییرمکان نسبی مودی در جهت افقی و  $\phi_h$  جابه‌جایی مودی در مود اول است.  $f_v$  ضریب بزرگنمایی قائم و  $\phi_v$  جابه‌جایی مودی قائم است و به دلیل این که در سازه‌های مورد نظر که کم‌تر از ۱۵ طبقه هستند جابه‌جایی مودی قائم کم می‌باشد، از این دو پارامتر صرف نظر شده است.  $A$  برابر با جابه‌جایی واقعی بام می‌باشد و  $m_i$  جرم طبقه  $i$  ام است.  $C_j$  ضریب میرایی میراگر می‌باشد که با توجه به تعداد میراگرها در هر جهت (۴ میراگر در هر جهت) در این رابطه به دست می‌آید. برای هر ۱۲ سازه با میراگر توان سرعت میراگرها  $\alpha = 0.5$  در نظر گرفته شده است.



شکل ۳- طیف طراحی (A.B) به دست آمده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴]



شکل ۴- طیف طراحی آیین‌نامه ASCE7-16 [۶]

به منظور طراحی و کنترل میراگرها مطابق فصل ۱۸ آیین‌نامه ASCE7-16 [۶]، در مرحله اول پاسخ سازه دارای میراگر را در هر یک از مودهای مؤثر جهت مورد نظر (در این پژوهش مودهای ۱، ۴ و ۷ جهت X سازه‌ها) محاسبه و با هم ترکیب شده و مقدار

برش پایه حاصل از ترکیب پاسخ مودها با مقدار برش پایه مجاز آیین‌نامه در رابطه (۱) کنترل می‌شوند. در مرحله دوم با توجه به جابه‌جایی به‌دست‌آمده از سازه دارای میراگر بر اساس روابط آیین‌نامه و جمع مجموع مربعات جابه‌جایی‌های مودی سازه پایه، مقدار تغییر مکان نسبی پس از نصب میراگر مطابق آیین‌نامه کنترل می‌شوند. در مرحله سوم، سیستم میراگر (سازه به همراه میراگر) باید در سه فاز حداکثر جابه‌جایی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب کنترل گردد. بنابراین بر اساس بند ۱۸-۷-۴-۵ آیین‌نامه ASCE7-16 [۶]، المان‌های سازه با میراگر را برای حداکثر مقداری که در یکی از سه فاز اتفاق افتاده کنترل نموده و المان‌هایی که جوابگوی حداکثر نیروی حاصل از میراگر نیستند، تغییر داده می‌شوند و میراگرها با طراحی می‌شوند. این مرحله در نرم‌افزار ETABS با الحاق میراگر در سازه‌ها و اعمال حداکثر نیروی اتفاق افتاده در یکی از فازها، تمامی المان‌های اطراف میراگر برای این نیرو، کنترل و سازه‌ها و میراگرها با طراحی شده و مقاطع و میراگرهای نهایی برای مدل‌سازی در OpenSees در نظر گرفته شده‌اند.

#### ۴- تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی سازه‌ها

همان‌طور که در بخش‌های قبلی نیز توضیح داده شد، به منظور طراحی سازه‌های قاب خمشی با استفاده از نرم‌افزار ETABS و مطابق مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] سازه‌ها تحت تحلیل استاتیکی خطی (معادل) قرار گرفتند و مقاطع تیر و ستون‌های لازم پس از مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و کنترل به دست آمدند. در این بخش با استفاده از نرم‌افزار OpenSees و مشخصات سازه‌های طراحی شده، سازه‌های بدون میراگر و با میراگر الحاقی به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده و با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های انتخابی، تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه‌زمانی غیرخطی) می‌شوند.

#### ۵- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در پژوهش

به منظور انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به مشخصات ساختگاه‌ها و طیف خاک‌های استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴] و با رعایت ملزومات استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴]، برای زلزله‌های حوزه نزدیک رکوردهای پالس‌دار تا فاصله ۲۰ کیلومتری از گسل و برای زلزله‌های حوزه دور رکوردهای بدون پالس از فاصله ۳۰ کیلومتری به بالا انتخاب شده‌اند. حداکثر زمان تناوب در سازه‌های

طراحی شده ۳ ثانیه می‌باشد. مدت زمان حرکت شدید زمین در انتخاب تمام شتاب‌نگاشت‌ها نباید کم‌تر از سه برابر زمان تناوب یا ۱۰ ثانیه باشد. رکوردهای زلزله‌ها از سایت PEER برداشته شده‌اند [۱۱]. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه دور در جدول (۱) و مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه نزدیک در جدول (۲) آورده شده‌اند. به منظور کاهش اثرات دیگر رخدادهای مانند مکانیزم گسلش و غیره، تلاش شد رخدادهایی انتخاب شود که در هر چهار ساختگاه ثبت شده باشند. زلزله‌هایی که در حوزه دور (فاصله ۳۰ تا ۱۰۰ کیلومتری) در هر چهار ساختگاه خاک نوع ۱، ۲، ۳ و ۴ اتفاق افتاده باشد عبارتند از: ۶ رخداد Chi-Chi، Chuetsu-oki، Loma Prieta، Jwate، Tottori، Niigata که از تمام آن‌ها در این تحقیق استفاده شده است. در حوزه نزدیک فقط یک رخداد Parkfield است که در هر چهار ساختگاه اتفاق افتاده است که به همراه ۳ رخداد Chi-Chi، Loma Prieta، Niigata که در دو ساختگاه با خاک نوع ۲ و ۳ ثبت شده‌اند، انتخاب و استفاده می‌شوند.

برای محاسبه دریافت پسماند در سازه‌های مورد مطالعه، ۱۰ ثانیه شتاب صفر به انتهای هر کدام از مؤلفه‌های زلزله اضافه شده است. به عنوان نمونه، نمودار تاریخچه‌زمانی شتاب برای زلزله حوزه دور از گسل Loma Prieta در ساختگاه خاک نوع ۱ برای مؤلفه افقی بیشینه و مؤلفه قائم که با نرم‌افزار SeisMosignal ترسیم شده در شکل (۵) آمده است.

در نرم‌افزار OpenSees برای تعریف مشخصات غیرخطی فولاد و مشخصات میراگر به ترتیب از Steel02 و Viscous Damper استفاده شده و تیر و ستون‌ها با المان غیرخطی NonlinearBeamColumn و میراگرهای ویسکوز با المان TwoNodeLink مدل‌سازی شده‌اند [۱۲]. همچنین چون سازه‌ها قاب دوبعدی، در شهر تهران و با کاربری مسکونی هستند؛ بنابراین مؤلفه بزرگ‌تر افقی به همراه مؤلفه قائم به سازه اعمال شده است. از آن جایی که حداکثر شتاب زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال برای تهران  $g/0.35$  است، رکورد به گونه‌ای نرمالایز شده که بیشینه شتاب افقی آن  $g/0.35$  شود. به عبارت دیگر هدف این بوده که رفتار سازه‌های با و بدون میراگر در خاک‌های مختلف، تحت اثر زلزله‌ای که برای آن طراحی شده‌اند با هم مقایسه شوند. بنابراین ۳ سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با میراگر و ۳ سازه بدون میراگر هر یک برای هر ۴ ساختگاه (جمعاً ۲۴ سازه) طراحی و در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شدند. سپس هر یک از آن‌ها

تاریخچه زمانی غیرخطی شده‌اند که در مجموع ۲۰۴ تحلیل می‌شود.

تحت شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور که حداکثر شتاب افقی آن‌ها  $g/۰.۳۵$  است تحلیل دینامیکی

جدول ۱- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده برای زلزله‌های حوزه دور از گسل

ردیف	نام رخداد	سال وقوع	ایستگاه ثبت شده	بزرگا	Rjb (km)	$V_{S-30}$ (m/sec)	نوع خاک	$PGA_{max}$ (g)
۱	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY102	۷/۶۲	۳۶/۰۶	۸۰۴/۳۶	۱	۰/۰۴۹۵
۲	Chi-Chi	۱۹۹۹	HWA038	۷/۶۲	۳۷/۵۴	۶۴۲/۷۳	۲	۰/۰۵۸۱
۳	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY088	۷/۶۲	۳۷/۴۸	۳۱۸/۵۲	۳	۰/۲۱۱۵
۴	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY076	۷/۶۲	۴۲/۱۵	۱۶۹/۸۴	۴	۰/۰۷۲۳
۵	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	FKSH07	۶/۸	۷۷/۶۵	۸۲۸/۹۵	۱	۰/۰۴۴۶
۶	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	NIGH12	۶/۸	۳۵/۴۱	۵۶۴/۲۵	۲	۰/۱۹۹۶
۷	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	NIG005	۶/۸	۳۳/۸	۲۸۸/۷۲	۳	۰/۱۵۸۱
۸	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	NIG011	۶/۸	۴۵/۵۴	۱۴۹/۹۷	۴	۰/۰۵۶۶
۹	Iwate	۲۰۰۸	MYGH04	۶/۹	۴۰/۴۲	۸۴۹/۸۳	۱	۰/۲۲۷۴
۱۰	Iwate	۲۰۰۸	MYGH06	۶/۹	۳۴/۴۶	۵۹۳/۱۲	۲	۰/۱۱۱۵
۱۱	Iwate	۲۰۰۸	IWT014	۶/۹	۳۶/۷۵	۳۱۴/۶	۳	۰/۰۹۹۲
۱۲	Iwate	۲۰۰۸	MYG007	۶/۹	۴۵/۵۵	۱۶۶/۷۵	۴	۰/۱۳۳۳
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	So. San Francisco, Sierra Pt.	۶/۹۳	۶۳/۰۳	۱۰۲۰/۶۲	۱	۰/۱۰۵۱
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Hayward City Hall - North	۶/۹۳	۵۴/۹۷	۷۳۵/۴۴	۲	۰/۰۵۰۳
۱۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Hayward - BART Sta	۶/۹۳	۵۴/۰۱	۳۳۷/۸۸	۳	۰/۱۵۹۸
۱۶	Loma Prieta	۱۹۸۹	Foster City - Menhaden Court	۶/۹۳	۴۵/۴۲	۱۲۶/۴	۴	۰/۱۱۸۶
۱۷	Niigata	۲۰۰۴	FKSH07	۶/۶۳	۵۲/۱۵	۸۲۸/۹۵	۱	۰/۱۴۳۱
۱۸	Niigata	۲۰۰۴	NIGH07	۶/۶۳	۴۰/۷۶	۵۲۸/۱۹	۲	۰/۱۲۹۳
۱۹	Niigata	۲۰۰۴	FKSH21	۶/۶۳	۳۰/۵۵	۳۶۴/۹۱	۳	۰/۳۶۶
۲۰	Niigata	۲۰۰۴	NIG025	۶/۶۳	۴۶/۶۶	۱۳۴/۵	۴	۰/۲۰۴۴
۲۱	Tottori	۲۰۰۰	OKYH02	۶/۶۱	۷۰/۵۲	۱۰۴۷/۰۱	۱	۰/۰۳۱۷
۲۲	Tottori	۲۰۰۰	OKYH05	۶/۶۱	۴۶/۷۵	۶۱۰/۲۲	۲	۰/۱۵۲۱
۲۳	Tottori	۲۰۰۰	OKYH03	۶/۶۱	۴۹/۸۱	۳۱۶/۷۶	۳	۰/۱۳۲
۲۴	Tottori	۲۰۰۰	TTR005	۶/۶۱	۴۵/۹۸	۱۶۹/۱۶	۴	۰/۱۹۲۵

برای مدل‌سازی میراگر ویسکوز در OpenSees، ماده ViscousDampner که توسط لیگنوس ارائه شده، به المان

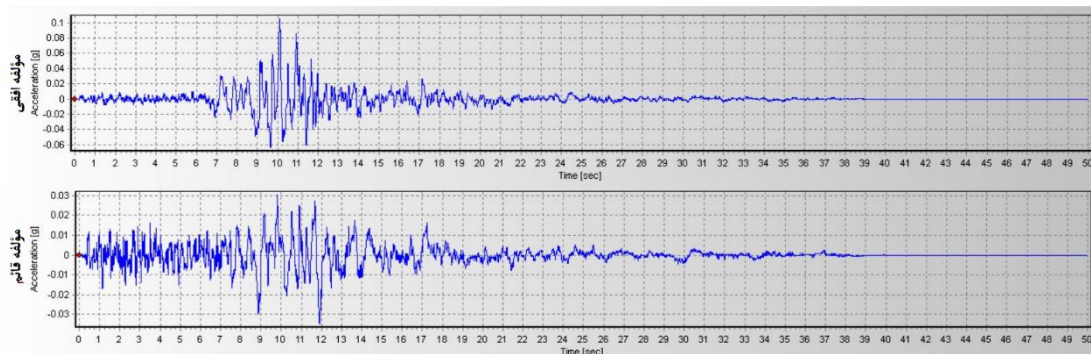
۶- صحت‌سنجی تحلیل غیرخطی و المان میراگر ویسکوز

ویسکوز مطابق شکل (۶) که توسط لیگنوس در کتاب‌خانه سایت OpenSees موجود است استفاده شد [۱۳].  
 شکل (۷) نمودار نیرو-جابجایی میراگر ویسکوز، نتیجه مدل

TwoNodeLink اختصاص داده شده است. برای صحت سنجی مدل‌سازی میراگر ویسکوز و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی، از مشخصات مدل ۱ طبقه قاب خمشی دارای میراگر

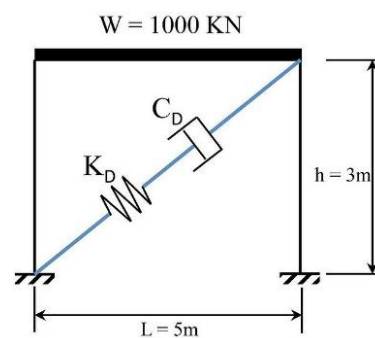
جدول ۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده برای زلزله‌های حوزه نزدیک گسل

ردیف	نام رخداد	سال وقوع	ایستگاه ثبت شده	بزرگا	Rjb (km)	$V_{S-30}$ (m/sec)	نوع خاک	$PGA_{max}$ (g)
۱	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY024	۷/۶۲	۹/۶۲	۴۲۷/۸۳	۲	۰/۲۸۱۷
۲	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY101	۷/۶۲	۹/۹۴	۲۵۸/۸۹	۳	۰/۳۹۸
۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	Saratoga - Aloha Ave	۶/۹۳	۷/۵۸	۳۸۰/۸۹	۲	۰/۵۱۴۴
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #2	۶/۹۳	۱۰/۳۸	۲۷۰/۸۴	۳	۰/۳۶۹۷
۵	Niigata	۲۰۰۴	NIG021	۶/۶۳	۱۰/۲۱	۴۱۸/۵	۲	۰/۷۴۲۲
۶	Niigata	۲۰۰۴	NIGH11	۶/۶۳	۶/۲۷	۳۷۵	۳	۰/۵۹۹۲
۷	Parkfield	۲۰۰۴	PARKFIELD - TURKEY FLAT	۶	۴/۶۶	۹۰۶/۹۶	۱	۰/۲۴۵۳
۸	Parkfield	۲۰۰۴	Slack Canyon	۶	۱/۶	۶۴۸/۰۹	۲	۰/۳۴۹۱
۹	Parkfield	۲۰۰۴	Parkfield - Cholame 1E	۶	۱/۶۶	۳۲۶/۶۴	۳	۰/۴۴۰۳
۱۰	Parkfield	۲۰۰۴	Parkfield - Cholame 2WA	۶	۱/۶۳	۱۷۳/۰۲	۴	۰/۶۲۳۷



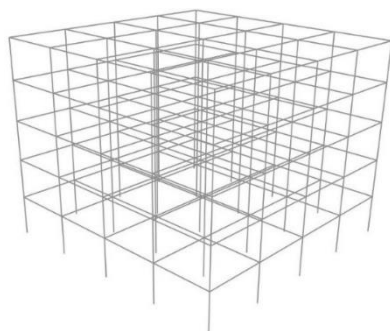
شکل ۵- تاریخچه‌زمانی شتاب حوزه دور از گسل زلزله LomaPrieta خاک نوع ۱

لیگنوس است که با نرم‌افزار SAP2000 صحت‌سنجی شده و شکل (۸) نمودار نیرو-جابجایی همان میراگر در تحقیق حاضر است که با استفاده از مشخصات مدل لیگنوس حاصل شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی و المان میراگر ویسکوز با دقت بالایی مشابه نتایج مدل ارائه‌شده در کتاب‌خانه سایت OpenSees می‌باشد.  
 بنابراین با توجه به طولانی بودن تحلیل‌های سه‌بعدی و تعداد زیاد تحلیل‌ها در این تحقیق ترجیح داده شد که از مدل‌های



شکل ۶- قاب خمشی ۱ طبقه دارای میراگر [۱۳]

تحلیل‌ها، برش پایه، تغییر مکان نسبی طبقات، نیروی میراگرها و تغییر شکل پسماند میراگرها در اثر تغییر ساختگاه مورد مقایسه قرار می‌گیرند. البته به دلیل زیاد بودن تحلیل‌ها و نتایج، تلاش شده میانگین نتایج سازه‌های دارای میراگر در هر ساختگاه نسبت به سازه بدون آن و برای هر یک از حوزه‌های دور و نزدیک به صورت جداگانه ارائه شود.



(الف)

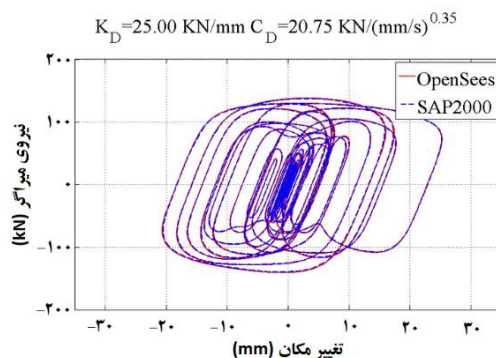


(ب)

شکل ۹- سازه ۵ طبقه بدون میراگر در OpenSees:

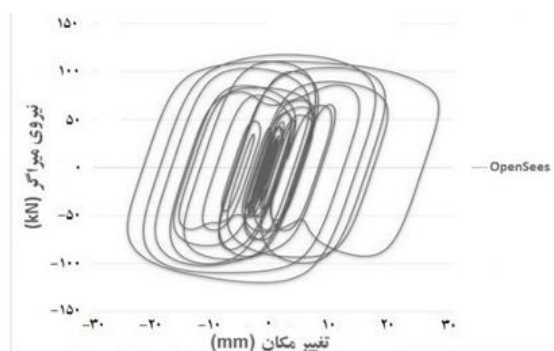
الف) مدل‌سازی سه‌بعدی، ب) مدل‌سازی دوبعدی

در شکل (۱۰) میانگین نسبت حداکثر برش پایه سازه‌ها در هر ساختگاه نشان داده شده است. با توجه به شکل (۱۰) در ساختگاه‌های مختلف، وجود میراگر باعث کاهش برش پایه ساختمان شده است، به جز ساختگاه دارای خاک نوع ۱ که برش پایه تفاوت محسوسی نکرده است، با کاهش کیفیت خاک تفاوت برش پایه سازه دارای میراگر نسبت به سازه فاقد آن بیشتر می‌شود. ضمناً اثر میراگر در زلزله‌های حوزه دور بیشتر از زلزله‌های حوزه نزدیک است. البته این نتیجه‌گیری در مورد ساختگاه دارای خاک نوع ۱ صحیح نیست و در آن اولاً مقدار کاهش برش پایه اندک است و اثر میراگر در زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر شده است. جزئیات نتایج به‌دست‌آمده و پاسخ



شکل ۷- مقایسه نمودار نیرو-جابجایی میراگر ویسکوز در

نرم‌افزارهای SAP و OpenSees توسط لیگنوس [۱۳]



شکل ۸- نمودار نیرو-جابجایی میراگر ویسکوز صحت سنجی

شده در OpenSees در این تحقیق

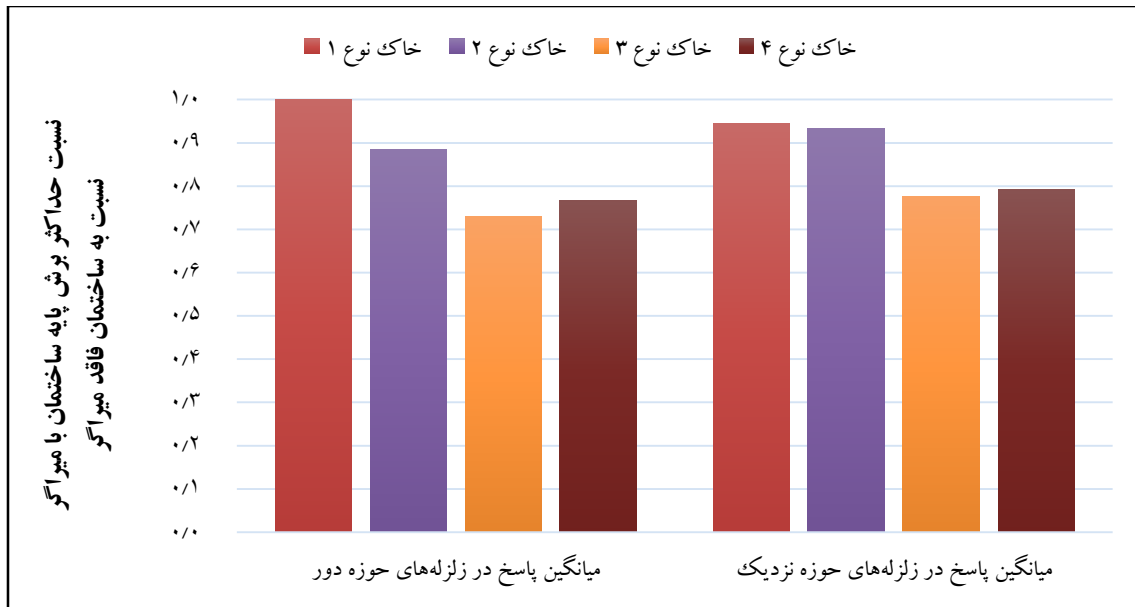
دو بعدی استفاده شود. برای این منظور از یکی از قاب‌های میانی استفاده و تلاش شد، جرم روی آن قاب به دقت در مدل دو بعدی تعریف شود. ضمناً به منظور کنترل دقت مدل‌سازی سازه‌های دو بعدی، سازه ۵ طبقه بدون میراگر برای خاک نوع ۱ به دو صورت سه‌بعدی و دو بعدی مشابه شکل (۹) در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و با رکورد زلزله LomaPrieta تحلیل شد که نتایج آن در جدول (۳) آمده است. نتایج طبق جدول (۳) گویای دقت مناسب تحلیل مدل‌سازی‌های دو بعدی می‌باشد.

۷- نتایج به‌دست‌آمده، تجزیه و تحلیل آن‌ها

همان‌گونه که بیان شد در این تحقیق تلاش شده سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه روی خاک‌های مختلف، هر کدام یک بار با و یک بار بدون میراگر طراحی و سپس تحت زلزله‌ای که برایش طراحی شده‌اند، یعنی زلزله‌ای با حداکثر شتاب افقی  $0.35g$  تحلیل و با یک‌دیگر مقایسه شوند. برای مقایسه نتایج به‌دست‌آمده از

جدول ۳- مقایسه مقادیر نتایج تحلیل سب‌بعدی و دوبعدی OpenSees

مقادیر	مدل دوبعدی OpenSees	مدل سب‌بعدی OpenSees
زمان تناوب مود اول (sec)	۱/۱۵۳۶	۱/۱۵۰۴
بیشینه جابجایی بام (cm)	۱۱/۲	۱۱/۱۷
بیشینه دررفت طبقه	۰/۰۱۳۶	۰/۰۱۳۸
بیشینه شتاب طبقه	۰/۶۹g	۰/۶۵g



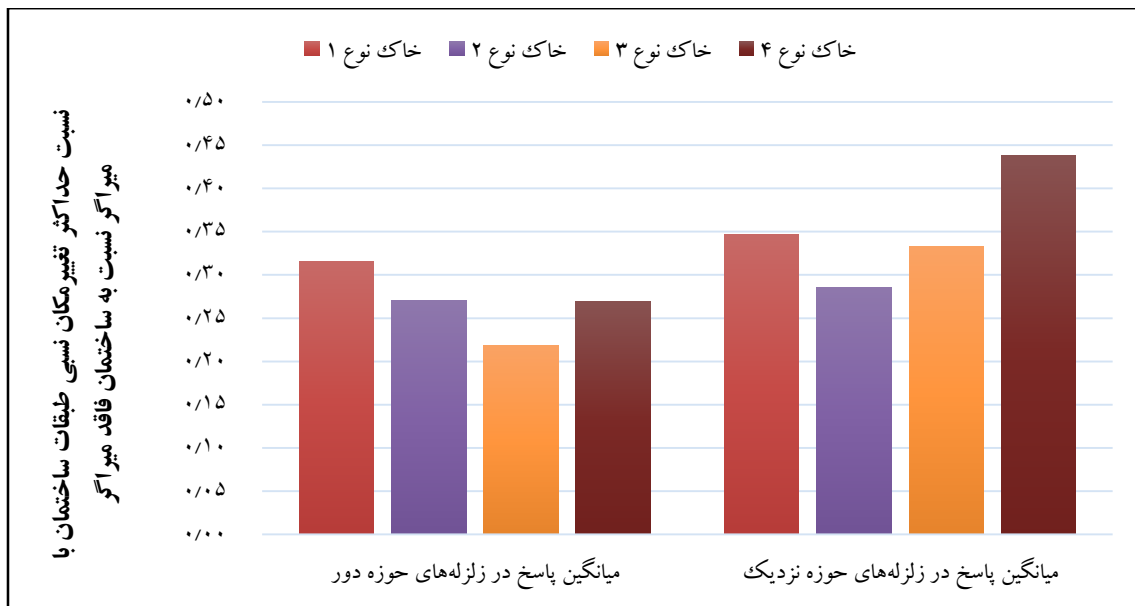
شکل ۱۰- میانگین نسبت حداکثر برش پایه سازه‌ها در هر ساختگاه

لازم به ذکر است در نتایج به دست آمده مشاهده شد که در حوزه دور از گسل، استفاده از میراگر در سازه‌های بلندتر اثر بیش‌تری در کاهش حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات دارد و استفاده از آن‌ها به صورت میانگین منجر به کاهش ۶۰ درصدی حداکثر جابه‌جایی طبقه بام در سازه‌ها می‌گردد. به منظور کنترل تامین سطح عملکرد ساختمان، تغییر مکان نسبی طبقات با مقادیر موجود در (جدول CI-3) آیین‌نامه FEMA-356 [۱۴] مقایسه گردید. برای تامین ایمنی جانی در سازه‌های قاب خمشی فولادی مقدار مجاز دررفت گذرا باید کم‌تر از ۲ درصد و دررفت پسماند کم‌تر از ۱ درصد باشد. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشانگر این است که دررفت‌ها زیر ۲ درصد بوده و تمامی سازه‌ها برای سطح ایمنی جانی جوابگو هستند. ضمن این که در سازه‌های دارای میراگر تغییر مکان نسبی طبقات حتی حدود ۱ درصد یا همان سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه شده است.

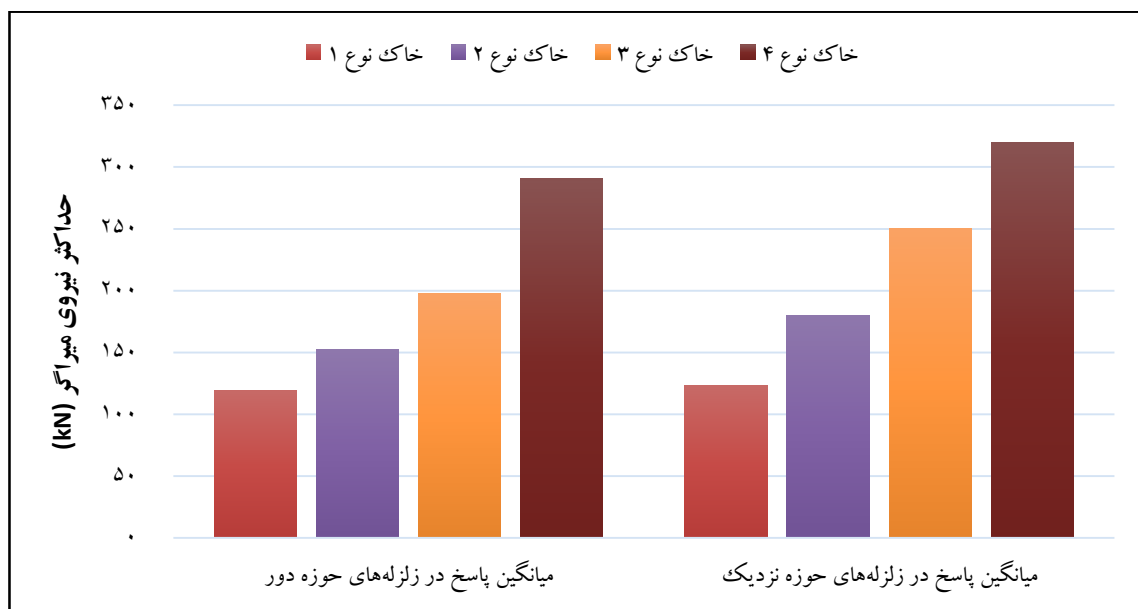
سازه‌ها به هر یک از رکوردهای مفروض در مرجع [۱] آمده است. شکل (۱۱)، میانگین نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی سازه‌ها در هر ساختگاه در هر حوزه زلزله را نشان می‌دهد. بر اساس شکل (۱۱)، سازه‌های دارای میراگر ویسکوز به صورت میانگین حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات را نسبت به سازه‌های بدون میراگر در حدود ۷۰ درصد کاهش داده‌اند که نشانگر عملکرد بسیار خوب این سیستم‌ها در کاهش آسیب‌های وارد به سازه‌ها است. ضمن این که وجود میراگر در زلزله‌های حوزه دور نقش موثرتری در کاهش دررفت طبقه دارد. بر همین اساس می‌توان نتیجه گرفت که زلزله‌های حوزه نزدیک برای سازه‌های دارای میراگر مخرب‌تر بوده و میراگرها عملکرد ضعیف‌تری در آن‌ها دارند. در زلزله‌های حوزه دور، میراگر بیش‌ترین و کم‌ترین تأثیر را به ترتیب در ساختگاه‌های دارای خاک نوع ۳ و ۱ و برای زلزله‌های حوزه نزدیک در ساختگاه‌های دارای خاک نوع ۲ و ۴ دارد.

در شکل (۱۲) عملکرد مورد نیاز از خود میراگرها مورد بررسی قرار گرفته که نشان می‌دهد حداکثر نیرویی که باید توسط میراگر ایجاد شود (ظرفیت مورد نیاز میراگر) با کاهش کیفیت خاک ساختمانگاه افزایش می‌یابد. ضمن این که در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور نیاز به ایجاد نیروی بیش‌تری دارد.

با توجه به شکل (۳) حداکثر نیروی تولیدی میراگرهای ویسکوز با تغییر ساختمانگاه از خاک نوع ۱ به سمت خاک نوع ۴ افزایش یافته است و با افزایش ارتفاع و طبقات سازه‌ها، نیروی میراگرهای طبقات پایین‌تر افزایش می‌یابد. نیروی تولیدی میراگرهای ویسکوز در تمامی ساختمانگاه‌ها در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور بیش‌تر می‌شود.



شکل ۱۱- میانگین نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی سازه‌ها در هر ساختمانگاه در هر حوزه زلزله



شکل ۱۲- میانگین حداکثر نیروی میراگر ویسکوز سازه‌ها در هر ساختمانگاه در هر حوزه زلزله

## ۸- نتیجه گیری

یکی از معضلات طراحان، وجود خاک سست در محل است که می تواند باعث تشدید امواج زلزله و افزایش دررفت طبقات و در نتیجه ایجاد خطرات بیش تر برای ساکنین ساختمان ها گردد. بر اساس یافته های تحقیق اخیر، استفاده از میراگرهای ویسکوز غیرفعال می تواند تا حد قابل توجهی پاسخ لرزه ای سازه ها را در این گونه ساختگاه ها کاهش، میزان ایمنی ساختمان را افزایش و در عین حال وزن اسکلت را کاهش دهد.

در این تحقیق تلاش شد سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه روی خاک های مختلف، هر کدام یک بار با و بدون میراگر طراحی و سپس رفتار آن ها در زلزله مشابه زلزله طرح، یعنی زلزله ای با حداکثر شتاب افقی  $g_{0.35}$ ، تحلیل و با یکدیگر مقایسه شوند. برای این منظور برش پایه، حداکثر دررفت طبقات و همچنین ظرفیت مورد نیاز برای میراگر در آن ها با یکدیگر مقایسه گردید. بر اساس نتایج به دست آمده در این تحقیق، سازه های قاب خمشی فولادی دارای میراگر در مقایسه با سازه های قاب خمشی فولادی بدون میراگر، مقدار برش پایه در خاک های نوع ۱، ۲، ۳ و ۴ در زلزله های حوزه دور به ترتیب به مقدار ۱۷٪، ۱۹٪، ۳۱٪ و ۲۴٪ و در زلزله های حوزه نزدیک ۵٪، ۱۱٪، ۲۲٪ و ۱۹٪ کاهش می یابد. به همین ترتیب مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در زلزله های حوزه دور ۶۸٪، ۷۳٪، ۷۸٪ و ۷۵٪ و در زلزله های حوزه نزدیک ۶۶٪، ۷۴٪، ۶۸٪ و ۶۶٪ کاهش می یابد. البته باید توجه نمود که با کاهش کیفیت خاک محل و همچنین در زلزله های حوزه نزدیک، نیرویی که انتظار می رود میراگر بتواند تحمل کند و در نتیجه هزینه آن بیش تر می شود.

در طراحی ساختمان های معمولی (فاقد میراگر)، برای کنترل تغییر مکان نسبی طبقات، باید مقاطع را تقویت نمود. هر چند که در طراحی های معمول که بر اساس تحلیل های استاتیکی خطی است، تغییر مکان نسبی طبقات در هر ۴ ساختگاه تقریباً یکسان است ولی نتایج تحلیل های غیرخطی نشان می دهد که تغییر مکان نسبی طبقات با تغییر ساختگاه از خاک نوع ۱ به سمت خاک نوع ۴ با افزایش روبرو است و در خاک های نرم تر مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات به راحتی به ۲ درصد (سطح عملکرد ایمنی جانی) می رسد و حتی ممکن است تحت برخی رکوردهای زلزله های حوزه نزدیک، این مقدار تا آستانه فروریزش هم پیش رود. این در حالی است که در شرایط مشابه تمام سازه های دارای میراگر، با وجود این که برای ۲۵ درصد نیروی زلزله کم تر طراحی

شده اند، مقدار دررفت عملاً به ۱ درصد (سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه) محدود می شود. بر اساس نتایج این تحقیق می توان نتیجه گرفت که در سازه هایی که در ساختگاه های نرم تر قرار دارند استفاده از میراگرهای ویسکوز می تواند تأثیر بیش تری در بهبود عملکرد لرزه ای سازه و کاهش خسارت داشته باشد، ضمن این که کاهش نیروی برش پایه مفروض در طراحی عملاً منجر به کاهش ۱۵ درصدی وزن فولاد مصرفی در سازه می شود. بنابراین توصیه می گردد از این گونه میراگرها در ساخت ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد، مانند بیمارستان ها، برج های مسکونی یا تجاری و فضاهایی که محل تجمع جمعیت زیاد است و عملاً نیاز به عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه است، استفاده شود.

## ۸- مراجع

- [1] سلیمانی سولوا، م. (۱۳۹۶)، "بررسی تاثیر نوع خاک ساختگاه بر رفتار لرزه ای ساختمان فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد غرب.
- [2] Seed, H.B. (1975), "Earthquake Effects on Soil-Foundation System", Foundation Eng, Handbook, Winterkom and Frang, pp. 700-732.
- [3] حیدری، ش. و باقریان، س. (۱۳۹۴)، "زلزله و تاثیر نوع خاک در محتوای طیف حاصل"، دومین کنفرانس ملی مهندسی عمران، معماری و توسعه اقتصاد شهری، شیراز، ایران.
- [4] "آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰"، (۱۳۹۸)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم.
- [5] پورپاک، ح.، خان بابازاده، ه. و جانعلی زاده، ع. (۱۳۸۴)، "بررسی پارامتریک تاثیر ساختگاه بر حرکات لرزه ای زمین در شهر تهران با نگرش به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، ایران.
- [6] ASCE, (2016), "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)", American Society of Civil Engineers, New York, USA.
- [7] "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان"، (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ویرایش سوم.
- [8] "مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طرح و اجرای ساختمان های

فولادی"، (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ویرایش چهارم.

- [9] CSI, (2016), Integrated Building Design Software, ETABS 2016 Ultimate Version 16.0.3 Build 1567, Computers and Structures INC, Berkeley, California.
- [10] Hwang, J.S., Huang, Y.N., Yi, S.L. and Ho, S.Y. (2008), "Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures", Journal of Structural Engineering, V. 134, No. 1, pp. 22-31.
- [11] PEER Strong Ground Motion Database of the Pacific Earthquake Engineering Research Center, Available: <http://peer.berkeley.edu/>.
- [12] PEER, (2016), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), Version 2.5.0 (rev 6248). Berkeley, University of California, Available: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [13] PEER, (2016), (OpenSees), Example:Dynamic Analyses of 1-Story Moment Frame with Viscous Dampers, Berkeley, University of California, Available: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic Analyses of 1-Story Moment Frame with Viscous Dampers/](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_Analyses_of_1-Story_Moment_Frame_with_Viscous_Dampers/).
- [14] ATC, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA.



http://journaliss.ir

## به کارگیری مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی کمانش‌تاب برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی

حمید بیرقی<sup>۱</sup>

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر، ایران

\*سمنان، صندوق پستی ۳۵۶۱۸-۷۵۹۱۵، h\_beiraghi@yahoo.com

### چکیده

در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربند کمانش‌تاب در آرایش‌های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به‌عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین‌لرزه بررسی شد. قاب مهاربندی شده در این پیکربندی شامل مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی، مهاربندهای با آلیاژ حافظه‌دار شکلی یا ترکیبی از مهاربندهای مذکور است. سازه‌ها با سیستم‌های پیشنهادی ابتدا طبق آیین‌نامه‌ها طراحی شده‌اند. سپس مدل‌های غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار Seismostruct توسعه داده شده و تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی انجام شد. تحلیل‌ها تحت مجموعه رکوردیهای زلزله در حوزه نزدیک در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم‌ها بررسی و با یک‌دیگر مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده برای مدل با مهاربند کمانش‌تاب در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱/۲ درصد است و برای مدل آلیاژ حافظه‌دار شکلی تقریباً ۰/۲۸ و ۰/۱۱ درصد است. قابل ذکر است که در دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده مجاز ۱ درصد است. به‌علاوه در هیچ‌کدام از رویکردهای سازه‌های مذکور، مقدار جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای و همچنین مقدار کرنش هسته مهاربندهای فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی از مقدار مجاز فراتر نمی‌رود.

### واژگان کلیدی

آلیاژ حافظه‌دار شکلی، مهاربند کمانش‌تاب، قاب دوگانه، زلزله حوزه نزدیک، تحلیل غیرخطی

## Rehabilitation of moment resistant frame with shape memory bracing

H. Beiraghi

### Abstract

In a core-wall structure with buckling restrained braces (BRB) outrigger, locations of the plastic hinges are influenced by the outrigger action. Therefore, the designer should consider the issue and use suitable details in the plastic hinge area. The essential questions that arise here are the plastic hinge location and the design moment demand used for design of this kind of structure. In this paper, responses of the core-wall buildings with BRB outrigger designed by using the traditional response spectrum analysis (RSA) procedure, are assessed by implementing the nonlinear time history analysis (NLTHA). The result demonstrates that the plasticity can extend over anywhere within the core-walls specially, at the base, and above or below the outrigger levels. Formation of three plastic hinges in the core-wall is recognized suitable for the system. To control the plasticity extension in the core-wall, it is recommended that a new modal combination method be applied to calculate the moment strength of the three plastic hinges over the height. A capacity design concept is used to design other regions of the core-wall where the plasticity does not extend to. The proposed procedure improves behavior of the system by restricting the plasticity extension to the predefined plastic hinge regions.

### Keywords

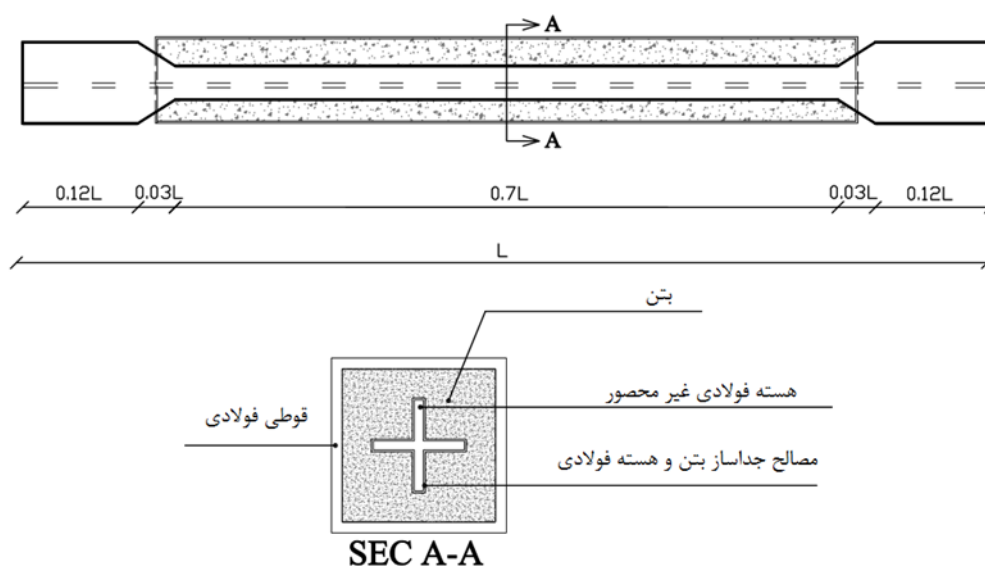
Reinforced Concrete Core, buckling restrained braces (BRB), Outrigger, nonlinear time history analysis (NLTHA)



## ۱- مقدمه

نمی توان از مقاومت فشاری فولاد به طور مؤثر استفاده کرد. علاوه بر این، پاسخ های چرخه ای مهاربندها تحت بارهای چرخه ای دچار زوال شد. در مهاربندهای کمانش تاب، ایده اصلی این است که یک المان هسته فولادی محصور شود تا بتواند در فشار و کشش، تقریباً یکسان تسلیم شود. برای دستیابی به این مفهوم، از لوله های فولادی پر شده با بتن برای به دست آوردن مکانیسم های محصورکننده استفاده شد (شکل (۱)). اتلاف انرژی و شکل پذیری قابل توجهی در آزمایش های تجربی برای مهاربندهای کمانش تاب

در قاب های مهاربندی شده فولادی سستی، با وقوع کمانش در مهاربند فولادی فشاری، کارایی قاب کاهش می یابد و رفتار چرخه ای آن تحت بارهای لرزه ای دچار زوال می شود [۴-۱]. در مهاربندهای کمانش تاب امکان وقوع کمانش فشاری مهاربند سلب شد. آن ها به گونه ای طراحی می شوند که بتوانند انرژی را هم در کشش و هم در فشار مستهلک کنند [۴-۸]. در قاب های فولادی با مهاربندهای سستی، مهاربندها تحت فشار کمانش می کنند و



شکل ۱- اجزای مهاربند کمانش تاب [۴]

شود. تمرکز دررفت می تواند منجر به ناپایداری ناشی از اثرات P-Delta یا منجر به مقادیر جابه جایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده زیاد و نامطلوب شود. علاوه بر این، جابه جایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده به عنوان یک معضل مهم در زمین لرزه های اخیر شناخته شده است [۱۴].

کیگینز و یانگ<sup>۱</sup> [۱۵] قاب های ۳ و ۶ طبقه را تحت مجموعه ای متفاوت از حرکات زمین در سطح زلزله طرح مورد مطالعه قرار دادند و میانگین حداکثر دررفت های باقی مانده طبقه را به ترتیب ۰/۳۹ و ۰/۲۹ درصد گزارش کردند. آن ها نشان دادند که نسبت دررفت بین طبقه باقی مانده<sup>۲</sup> را می توان با استفاده از قاب خمشی همراه با مهاربند کمانش تاب ۳ و ۶ طبقه به ۰/۲۱ و ۰/۱۳ درصد کاهش داد [۱۵].

گزارش شده است [۹].

عملکرد لرزه ای سازه هایی با پیکربندی های مختلف مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از چندین سازه در مقیاس بزرگ در بررسی های تجربی و عددی مورد آزمایش قرار گرفته است [۹ - ۱۳]. سختی اولیه قاب با مهاربند کمانش تاب و همچنین سختی پس از تسلیم آن ها کم تر از سازه های با مهاربند هم مرکز معمولی است و همچنین مستعد وقوع مکانیسم در طبقات هستند [۱۴]. در ساختمان های چند طبقه، وقوع تسلیم هم زمان در همه طبقات مطلوب است. در قاب با مهاربند کمانش تاب، تمرکز دررفت در یک یا چند طبقه ممکن است به دلیل سختی محوری نسبتاً ناچیز مهاربندهای کمانش تاب پس از تسلیم اتفاق بیفتد. این موضوع می تواند باعث کاهش قابل توجهی در سختی آن طبقه

<sup>2</sup> RIDR

<sup>1</sup> Kiggins and Uang

آلیاژ حافظه‌دار شکلی<sup>۱</sup> فوق الاستیک ماده جالبی است که توجه محققان مهندسی سازه را به دلیل ویژگی‌هایی مانند توانایی بازگشتی و اتلاف انرژی لرزه‌ای به خود جلب کرده است [۱۶] و [۱۷]. آلیاژهای حافظه‌داری که از نیکل - تیتانیوم<sup>۲</sup> ساخته شده‌اند به‌عنوان مناسب‌ترین مصالح برای کاربردهای تجاری شناخته شده‌اند [۱۸]. این ماده به‌عنوان یک آلیاژ مؤثر برای مهندسی سازه شناخته شد؛ زیرا دارای خواص خستگی خوب و مقاومت در برابر خوردگی است [۱۹-۲۲].

آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند تغییر شکل غیرخطی خود را با برداشتن نیرو بازپس گیرد. این قابلیت منحصر به فرد توسط محققان زیادی مورد توجه قرار گرفته است. چرخه‌های هیستریزس این ماده به شکل پرچم بوده و با باربرداری، مقدار کرنش ماده به صفر می‌رسد. البته مقدار مدول الاستیسیته<sup>۳</sup> مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به مراتب کم‌تر از فولاد است و موجب شد سازه جابه‌جایی بیش‌تری را تجربه کند. این موضوع ضعف این آلیاژها به شمار می‌آید و به‌علاوه قیمت آلیاژ نسبتاً زیاد است و به همین دلیل محققان سعی نموده‌اند که مقدار مصرف آلیاژ حافظه‌دار شکلی را به حداقل برسانند.

مک‌کورمیک<sup>۳</sup> و همکاران رفتار قاب‌های فولادی با مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی را مورد مطالعه قرار دادند. گزارش شده است که این نوع از قاب‌های مهاربندی‌شده در کاهش دررفت‌های باقی‌مانده<sup>۴</sup> بین طبقاتی تحت زلزله مؤثر هستند [۲۳]. محققان سیستم مقاوم لرزه‌ای با خصوصیت خودبازگشتی را بررسی کرده‌اند و توانایی تعمیر سازه‌ها را پس از حرکات قوی زمین، مورد نظر قرار داده‌اند [۲۴-۲۷]. این تحقیقات سعی در کاهش دررفت‌های باقی‌مانده سازه و استفاده از عناصر فیوز قابل‌تعویض در سیستم‌ها داشتند که به‌سادگی پس از حرکات شدید زمین قابل‌تعویض هستند.

مطالعات عددی توسط کاری و همکاران [۲۸] نشان دادند که ترکیب مهاربندهای کمانشی با مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند منجر به کاهش دررفت‌های باقی‌مانده<sup>۴</sup> بین طبقاتی شود. آن‌ها نشان دادند قاب‌هایی که فقط مهاربندی‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی داشتند، تحت زلزله‌ها جابه‌جایی خیلی زیادی را تجربه کردند.

یک روش متداول در تحقیقات عددی برای به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار شکلی این است که در ابتدا طراحی قاب‌ها با استفاده از مهاربندهای فولادی با مقطع یکنواخت انجام شد سپس در مدل غیرخطی، مهاربند با یک قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی کوتاه همراه با عناصر صلب به‌عنوان مهاربند معادل جایگزین شد [۲۹]. طول آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مهاربند معادل، کوتاه است؛ زیرا آلیاژ حافظه‌دار شکلی مدول الاستیسیته<sup>۳</sup> نسبتاً کمتری در مقایسه با فولاد دارد. یوسف<sup>۴</sup> و همکاران از چنین مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی با قطعه کوتاه در قاب‌های بتن مسلح استفاده کردند [۳۰].

عسگریان و مرادی رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی قطعه کوتاه و قاب‌هایی با مهاربند کمانش‌تاب فولادی را بررسی کردند. نتایج نشان داد که مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌توانند جابه‌جایی باقی‌مانده و حداکثر نسبت دررفت بین طبقه را در مقایسه با نتایج مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده<sup>۴</sup> کمانش‌تاب کاهش دهند [۳۱].

وفایی و اسکندری به بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌هایی با مهاربندهای بزرگ‌مقیاس که شامل مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی قطعه کوتاه در معرض زلزله‌های میدان نزدیک هستند، پرداختند. آن‌ها نشان دادند که استفاده از مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند به کاهش قابل‌توجهی در جابه‌جایی باقی‌مانده در مقایسه با مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی منجر شود [۷].

حرکت زمین لرزه ثبت‌شده در نزدیکی یک گسل فعال دارای مشخصات قابل‌توجهی است. حرکات زمین با ویژگی پالس‌مانند از جمله آن‌هاست. پالس در تاریخچه زمانی سرعت بیش‌تر متمایز شد و این پدیده به‌عنوان اثر جهت‌داری روبه‌جلو نامیده شد [۳۲] و [۳۳]. اثر جهت‌داری روبه‌جلو در حرکات‌های زمین NF در مقایسه با رکوردهای زمین‌لرزه میدان دور معمولی (FF) به‌وضوح مشخصات متفاوتی دارند. پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای تحت رکوردهای زلزله NF با پالس‌های سرعت قوی در مهندسی سازه دارای اهمیت است. این حرکات زمین پالس‌دار به‌عنوان دلیل تقاضاهای شدید در سیستم‌های سازه‌ای شناخته شده‌اند و می‌توانند تقاضاهای بزرگ‌تر از مقادیر پیش‌بینی‌شده در روش طراحی را القا کنند [۳۴-۳۶].

<sup>3</sup> McCormick  
<sup>4</sup> Youssef

<sup>1</sup> SMA  
<sup>2</sup> NiTi



در پژوهش‌های قبلی به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار به صورت ترکیبی با مهاربند کمانش‌تاب صورت نگرفته است. در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربند کمانش‌تاب در آرایش‌های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به‌عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بررسی شد. قاب مهاربندی‌شده در این پیکربندی شامل مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی، مهاربندهای با آلیاژ حافظه‌دار شکلی یا ترکیبی از مهاربندهای مذکور است. سازه‌ها با سیستم‌های پیشنهادی ابتدا طبق آیین‌نامه‌ها طراحی شده‌اند. سپس مدل‌های غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار Seismostruct توسعه داده شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. مجموعه رکوردهای زلزله در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم‌ها بررسی و با یک‌دیگر مقایسه شد. سه مدل مورد بررسی از نظر هندسه، بار زنده و مرده و جرم لرزه‌ای کاملاً یکسان هستند تفاوت در به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌جای فولاد هسته مهاربند کمانش‌تاب در دو مدل و بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای این سه رویکرد مورد نظر بوده است.

## ۲- مدل‌ها

سازه‌های مورد مطالعه ساختمان‌های ۱۶ طبقه هستند و ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر و عرض دهانه‌های قاب در هر دو جهت برابر با ۷ متر است. در سیستم‌های ترکیبی، قاب‌های خمشی به همراه قاب با مهاربند کمانش‌تاب کل بارهای لرزه‌ای حرکت زمین را تحمل می‌کنند. شایان ذکر است که اتصالات تیر به ستون در قاب با مهاربند کمانش‌تاب از نوع پین است که به‌عنوان قاب ساده شناخته شد. شکل (۲) نمای کلی سیستم‌های در نظر گرفته شده را نشان می‌دهد. ساختمان مفروض دارای پلانی متقارن است و برای مدل‌سازی عددی، یک قاب دوبعدی از سازه سه‌بعدی استخراج شده است، به این صورت که در راستای نیروی جانبی تعداد ۴ قاب وجود داشتند که دو تا از آن‌ها بدون قابلیت باربری جانبی و دو تا از آن‌ها مطابق شکل (۲) است که یکی از قاب‌ها برای بررسی در نظر گرفته شد. بار ثقلی این قاب و جرم لرزه‌ای متناسب با آن اعمال شد. تنش تسلیم اسمی طراحی مصالح فولادی ستون‌ها و

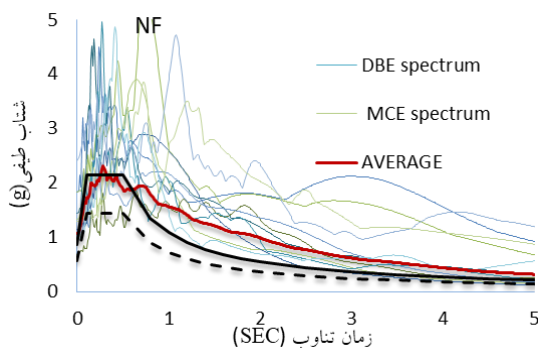
تیرها ۳۷۰ مگاپاسکال و این مقدار برای مهاربند ۲۳۰ مگاپاسکال است. ضوابط ASCE 7-10 [۳۷] برای سیستم‌های دوگانه قاب خمشی با قاب مهاربند کمانش‌تاب اعمال شد. قاب خمشی در یک سیستم دوگانه باید قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ از نیروهای لرزه‌ای باشد و ضریب رفتار برابر عدد ۸، ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۵ و ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی برابر عدد ۵ است. نرم‌افزار ایتبس<sup>۱</sup> نسخه ۱۳.۱.۱ برای ایجاد مدل خطی و طراحی سیستم‌های مورد نظر استفاده شد. المان‌های نوع خطی برای مدل‌سازی ستون‌ها و مهاربندها و تیرها استفاده شد. اتصال تیرها یا مهاربندها به ستون‌ها در قاب مهاربندی از نوع پین‌دار است. مقدار بار مرده و زنده ثقلی ۵ و ۲ (kN/m<sup>2</sup>) است. جرم مناسب هر طبقه مربوط به مدل عددی به مرکز جرم مدل در هر طبقه اختصاص داده شد. یک روش طراحی مبتنی بر آیین‌نامه‌ها استفاده شد و طراحی قاب‌ها بر اساس ASCE 7-10 است.

از طیف پاسخ سطح زلزله طرح ASCE 7-10 متناظر با میرایی ۵ درصد در روش RSA استفاده شد. در شکل (۳) خط چین مشکی سطح DBE و خط ممتد مشکی سطح MCE را نشان می‌دهد، طبق ASCE 7-10 سطح MCE، یک و نیم برابر سطح DBE است. در مدل طراحی از پروفیل با مقطع یکنواخت که قابلیت کمانش ندارد، به‌عنوان مهاربند معادل استفاده شد. برای تعیین اندازه مهاربندهای معادل در مدل طراحی شده، مقامت مهاربندها در کشش و فشار به صورت  $\phi$  در نظر گرفته شد که سطح مقطع عضو مهاربند با فرض سطح مقطع یکنواخت،  $\phi = 0.9$  و تنش تسلیم مصالح مهاربند است [۳۸]. توضیح بیش‌تر برای محاسبه سطح مقطع هسته مهاربندهای کمانش‌تاب از سطح مقطع مهاربند معادل، در ادامه در تشریح مدل غیرخطی ارائه شده است. با مراجعه به مقررات لرزه‌ای AISC برای ساختمان‌های

<sup>1</sup> ETABS



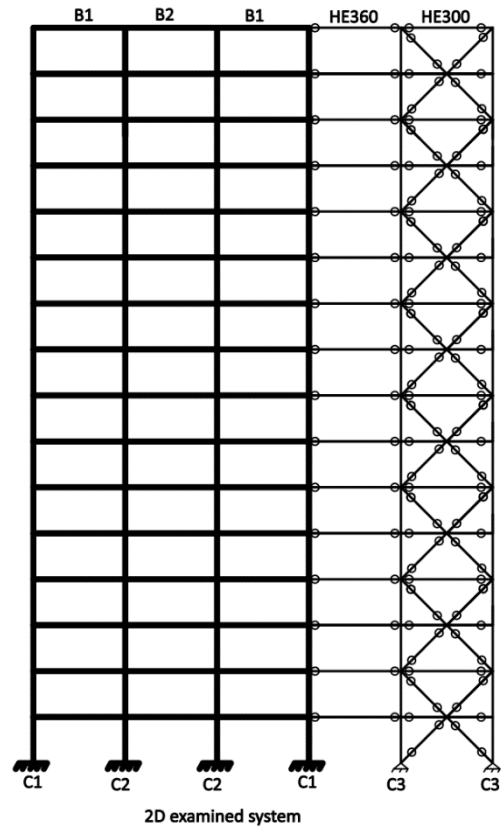
[۴۰]. رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب از جمله سخت‌شدگی کرنش با استفاده از مقاومت فشاری و عوامل تنظیم سختی کرنش به دست می‌آید. بنابراین، حداکثر نیروی فشاری مورد انتظار در مهاربند کمانش تاب به صورت  $R_y \omega \beta A_c F_y$  به دست می‌آید، که در آن  $R_y = 1.1$  اضافه‌مقاومت فولاد را به حساب می‌آورد،  $\omega = 1.25$  اثر کرنش-سختی را در نظر می‌گیرد،  $A_c$  سطح مقطع هسته مهاربندهای کمانش تاب است. تنش تسلیم هسته مهاربندهای کمانش تاب و  $\beta = 1.1$  ضریب اضافه‌مقاومت ناشی از فشار محصورشدگی جانبی است [۴۱]. جدول (۱) اندازه اعضای فولاد طراحی شده تیر و ستون را نشان می‌دهد.



شکل ۳- طیف طرح و طیف پاسخ زلزله‌ها با میرایی ۵ درصد

### ۳- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

سیستم‌های مورد بررسی با استفاده از نرم‌افزار کامپیوتری Seismostruct به صورت غیرخطی مدل‌سازی شدند و مدل ایجاد شده در شکل (۴) نشان داده شده است. جرم متناسب طبقات به صورت متمرکز در هر طبقه اعمال شد. اثر غیرخطی هندسی (P.Δ) در مدل در نظر گرفته شد. گام زمانی برای NLTHA، ۰.۰۰۵ ثانیه بود. این نرم‌افزار از تکنیک المان فیبر استفاده می‌کند و در مدل نوع المان تیر-ستون مبتنی بر نیرو با قابلیت لحاظ آثار غیرخطی هندسی و مصالح برای تیر و ستون استفاده شده است. مقدار تنش و کرنش در عناصر تیر-ستون از طریق انتگرال رفتار تک‌محوری غیرخطی مواد در هر فیبر در محل تقسیم عضو به دست می‌آید. این اعضا گستردگی پلاستیسیته در طول عضو و همچنین در عمق مقطع را در نظر می‌گیرند. این المان بیش‌ترین



شکل ۲- شماتیک سازه دوگانه مورد تحقیق

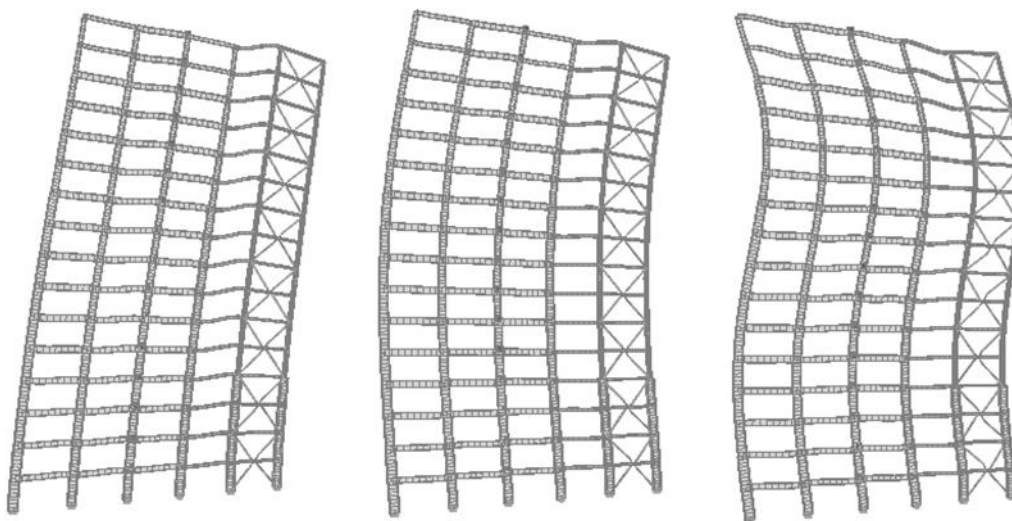
فولادی سازه‌ای [۳۹]، ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب و همچنین سیستم‌های دوگانه باید در درجه اول برای برهم‌کنش بار محوری و لنگر خمشی تحت ترکیب بار بررسی شوند. ثانیاً، ستون‌های متصل به مهاربندهای کمانش تاب باید از نظر حداکثر بار محوری اعمال شده از مؤلفه عمودی همه مهاربندهای کمانش تاب همراه با بارهای ثقلی بررسی شوند. برای ستون‌های قاب با مهاربند کمانش تاب در مدل‌های در نظر گرفته شده، این معیار بر طراحی حاکم بوده و منجر به نسبت‌های تقاضا/ظرفیت بیش‌تر شد. برای به دست آوردن حداکثر نیروهای اعمال شده بر ستون‌ها از مهاربندهای کمانش تاب مجاور، یادآور شد که مهاربندهای کمانش تاب دارای سخت‌شدن ایزوتروپیک و سینماتیک است. مهاربندهای کمانش تاب در فشار مقاومت بیش‌تری نسبت به کشش دارند و این به دلیل اثر انبساط و اصطکاک پواسون در سطح تماس بین فولاد هسته و بتن مقیدکننده در لوله است. همان‌طور که توسط AISC توصیه شد

اعضای قاب توصیه می‌کند. برای مقاطع پیچیده‌تر که انتظار می‌رود سطوح بالایی از کشش را تجربه کنند، در نظر گرفتن ۲۰۰ الیاف یا بیش‌تر ممکن است استفاده شود. در این تحقیق از ۱۵۰ الیاف در مقطع المان‌های قاب استفاده شده است.

دقت را در بین چهار نوع المان قاب در نرم‌افزار Seismostruct دارد و قابلیت تخمین پاسخ غیرارتجاعی در تمام طول یک عضو قاب را دارد؛ بنابراین این روش منجر به دقت بسیار بالایی در نتایج عددی شد. تعداد الیاف در مقاطع عرضی هر عنصر باید تعریف شود. راهنمای نرم‌افزار ۱۰۰ فیبر را برای سطح مقطع

جدول ۱- مقاطع تیر و ستون طرح‌شده

ستون		تیر		طبقات	
C1	C2	C3	B1	B2	
W۴۴X۲۹۰	W۴۰X۱۹۹	W۴۰X۵۹۳	W۲۴X۷۶	W۲۴X۷۶	۱-۲
W۴۰X۲۴۹	W۴۰X۱۶۷	W۴۰X۵۹۳	W۲۷X۸۴	W۲۷X۸۴	۳-۴
W۴۰X۲۳۵	W۴۰X۱۴۹	W۱۴X۳۹۸	W۳۰X۱۴۸	W۲۷X۹۴	۵-۶
W۴۰X۱۹۹	W۳۳X۱۴۱	W۱۴X۳۷۰	W۳۰X۱۴۸	W۲۷X۹۴	۷-۸
W۴۰X۱۴۹	W۳۰X۱۳۲	W۱۴X۳۱۱	W۳۰X۱۴۸	W۲۷X۹۴	۹-۱۰
W۳۰X۱۱۶	W۳۰X۱۰۸	W۱۴X۱۷۶	W۳۰X۱۲۴	W۲۷X۸۴	۱۱-۱۲
W۲۷X۹۴	W۲۷X۹۴	W۱۴X۱۵۹	W۳۰X۱۰۸	W۲۷X۸۴	۱۳-۱۴
W۲۱X۴۵	W۲۴X۷۶	W۱۲X۱۲۰	W۱۸X۵۰	W۲۷X۸۴	۱۵-۱۶



شکل ۴- مدل عددی در نرم‌افزار و مدهای ارتعاش

میرایی رایلی بهره می‌برد و جهت حل معادلات حرکت از انتگرال‌گیری با روش هیلبر-هوکس-تیلور استفاده می‌شود.

### ۳-۱- آلیاژ حافظه‌دار شکلی

آلیاژ حافظه‌دار شکلی توسط دو فاز کریستالی تعریف می‌شوند: آستنیت و مارتنزیت. تغییر فازها با تغییر دما یا نیروهای داخلی

در این تحقیق سه رویکرد مورد بررسی قرار گرفته است که در شکل (۵) نشان داده شده است. برای مهاربند از المان خرابایی غیرخطی و برای ستون از المان قابی نیرویی با قابلیت مفصل پلاستیک و برای تیر المان قابی الاستیک استفاده شد. نرم‌افزار از

جدول ۲- سطح مقاطع مهاربندها

آلیاژ	کمانش تاب	طبقه
۰.۰۰۶۴	۰.۰۱۳۳	۲-۱
۰.۰۰۶۴	۰.۰۱۳۳	۴-۳
۰.۰۰۴۷	۰.۰۰۹۵	۶-۵
۰.۰۰۴۰	۰.۰۰۸۵	۸-۷
۰.۰۰۴۰	۰.۰۰۸۵	۱۰-۹
۰.۰۰۳۴	۰.۰۰۷۲	۱۲-۱۱
۰.۰۰۲۶	۰.۰۰۵۴	۱۴-۱۳
۰.۰۰۱۸	۰.۰۰۳۸	۱۶-۱۵

جدول ۳- اختصارات مربوط به آلیاژ

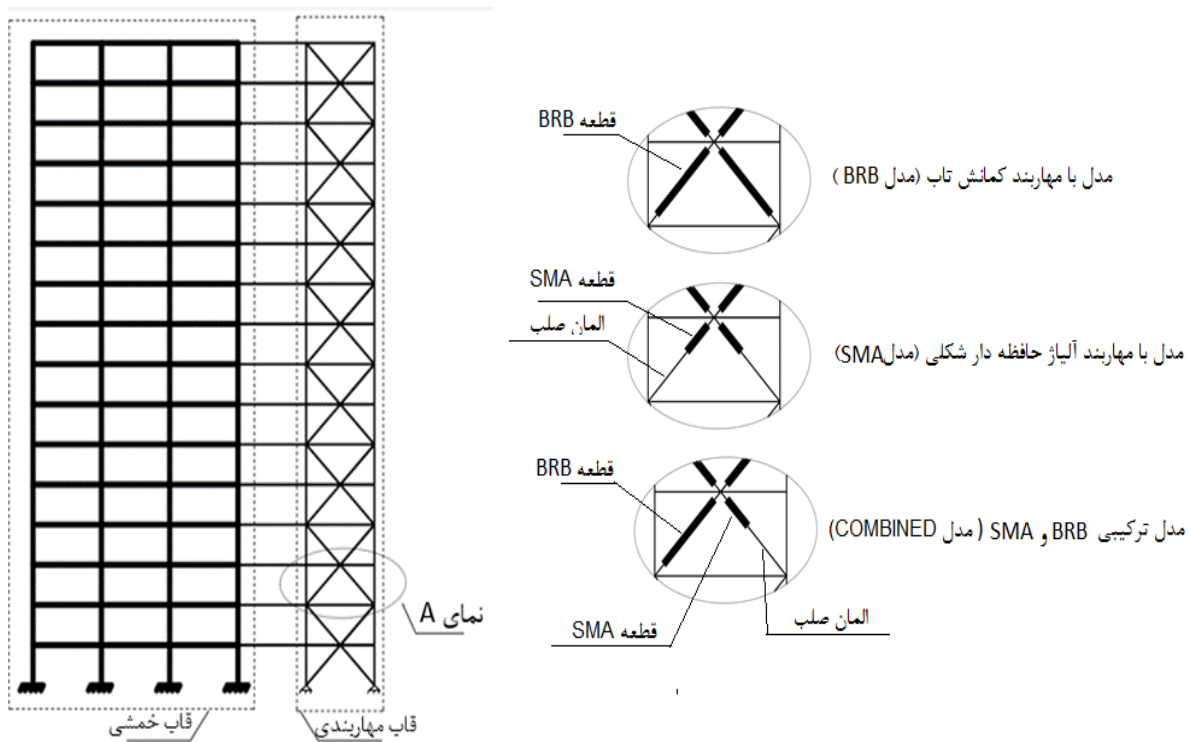
مدول الاستیسیته اولیه	$E^{SMA}$
شروع مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت	$\sigma_s^{AM}$
پایان مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت	$\sigma_f^{AM}$
شروع مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت	$\sigma_s^{MA}$
پایان مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت	$\sigma_f^{MA}$
حداکثر کرنش بازگشت	$\epsilon_L$
حد کرنش طرح	$\epsilon_f^{AM}$

مهاربندهای با قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی کوتاه همراه با عنصر صلب همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، ایده خوبی برای مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی است. مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در نظر گرفته شده که کمانش تاب هستند به‌طور کلی شبیه به مهاربندهای کمانش تاب هستند. فرض بر این است که میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی توسط مصالح سیمانی محصور شده‌اند و می‌توانند تحت نیروی فشاری بدون کمانش قرار گیرند. معمولاً انتظار می‌رود که قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی وارد رفتار غیرخطی شده و با اتلاف انرژی به‌عنوان فیوز عمل کند درحالی‌که پلاستیسیته نباید در تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده گسترش یابد. سطح مقطع قسمت ( $A_{SMA}$ ) آلیاژ حافظه‌دار

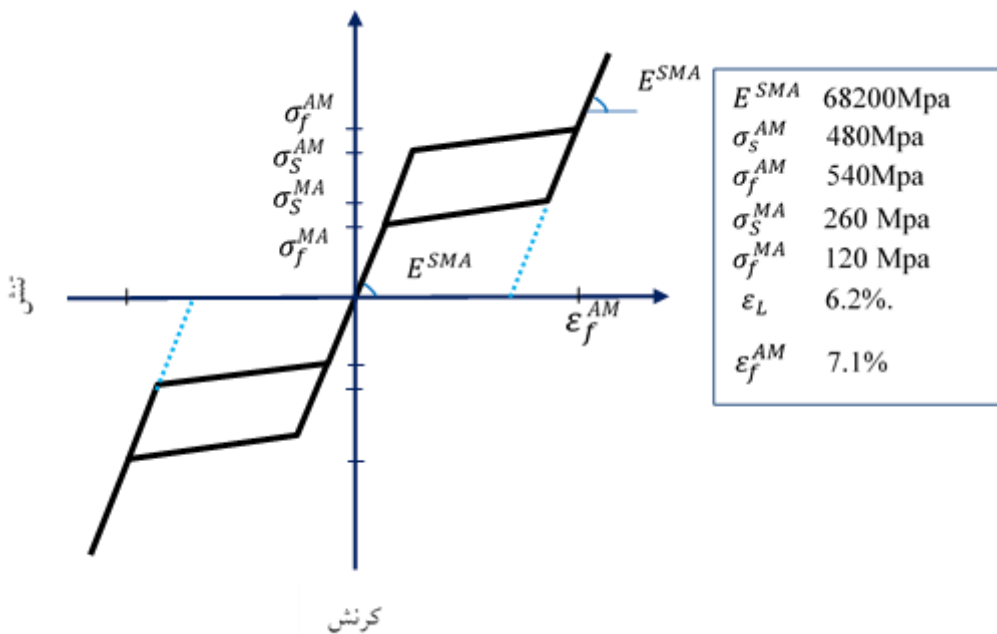
اتفاق می‌افتد. یکی از مؤثرترین خواص آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای کاربردهای طراحی لرزه‌ای، خاصیت فوق الاستیسیته نام دارد. مسیر بارگذاری آلیاژ حافظه‌دار شکلی یک حالت تنش تسلیم را به دلیل تبدیل آستنیت به مارتنزیت ناشی از تنش نشان می‌دهد. باربرداری منجر به تبدیل معکوس از مارتنزیت به آستنیت شد؛ بنابراین نمودار بارگذاری-باربرداری فوق الاستیک یک حلقه پرچمی را نشان می‌دهد که انرژی را بدون کرنش‌های باقی‌مانده تلف می‌کند (شکل (۶)). همان‌گونه که از شکل (۶) مشاهده شد، آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مرحله بارگذاری مشابه مصالح فولادی، دارای یک شکست در منحنی در موقعیت تسلیم است که در واقع تبدیل از فاز آستنیت به فاز مارتنزیت در شروع ( $\sigma_s^{AM}$ ) و در پایان ( $\sigma_f^{AM}$ ) است. پس از باربرداری یک تبدیل معکوس از فاز مارتنزیت به فاز آستنیت اتفاق می‌افتد که شروع و پایان آن به ترتیب با  $\sigma_s^{MA}$  و  $\sigma_f^{MA}$  نمایش داده شد و  $E^{SMA}$  مدول الاستیسیته مصالح و  $\epsilon_L$  کرنش متناظر برگشت نهایی فرضی پس از باربرداری است. شکل کلی یک حلقه هیستریزس به‌مثابه یک پرچم هویدا شد که در ضمن اتلاف انرژی، فاقد کرنش باقی‌مانده است.

خواص مواد مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی نشان‌داده‌شده در شکل (۶)، مطابق با خواص مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی گزارش شده توسط یوسف و همکاران [۴۲] است. طول واقعی قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی محاسبه شده برای قطعه کوتاه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مهاربندها برابر با ۷۷ سانتی‌متر است و قطر آن در جدول (۲) ارائه شده است. اختصارات تعیین شده برای خصوصیات آلیاژ حافظه‌دار شکلی در جدول (۳) معرفی شده است. داده‌های ذکر شده در شکل (۶) نشان می‌دهد که در مقایسه با مواد فولادی سازه‌ای، تنش تسلیم آلیاژ حافظه‌دار شکلی نزدیک به فولاد سستی است، درحالی‌که مدول الاستیسیته آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌طور قابل‌توجهی کم‌تر از فولاد است. ازدیاد طول قابل‌بازیافت برای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌طور قابل‌توجهی بزرگ‌تر از مواد فولادی است. با این حال، ازدیاد طول‌های شکست مواد آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مواد فولاد ساختمانی تقریباً مشابه هستند.





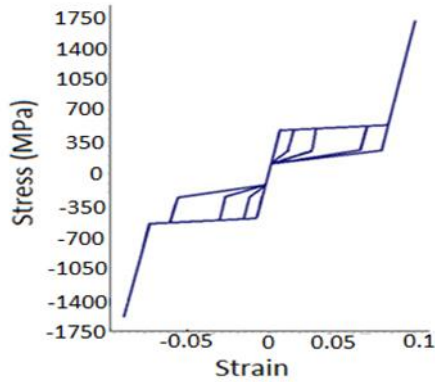
شکل ۵- سه رویکرد مورد تحقیق



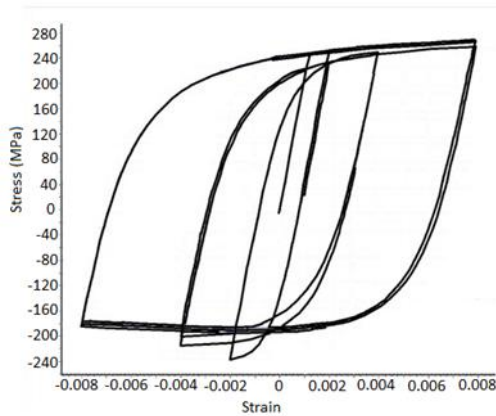
شکل ۶- منحنی تنش کرنش آلیاژ حافظه دار شکلی [۴۳]

سختی برابر، کوتاه تر خواهد بود. طول قطعه ( $L_{SMA}$ ) آلیاژ حافظه دار شکلی به گونه ای تعیین شد که سختی محوری اولیه قطعه آلیاژ حافظه دار شکلی برابر با مهاربند فولادی در مدل طراحی الاستیک ( $L_S$ ) باشد. بنابراین، فرکانس طبیعی الاستیک و مقاومت تسلیم برای هر دو قاب فولادی و قاب با مهاربندهای

شکلی به گونه ای محاسبه شد که مقاومت محوری مقطع آلیاژ حافظه دار شکلی برابر با سطح مقطع مهاربند فولادی یکنواخت ( $A_S$ ) محاسبه شده در قاب طراحی شده الاستیک باشد. از آنجایی که مدول الاستیسیته برای مقاطع آلیاژ حافظه دار شکلی به طور قابل توجهی کم تر از فولاد است، طول آن برای حصول



شکل ۷- رفتار مدل آلیاژ مورد استفاده



شکل ۸- رفتار مدل فولاد مورد استفاده

### ۳-۳- رکوردها

برای انجام تحلیل‌های دینامیکی و به‌دست‌آوردن پاسخ‌های قابل‌اعتماد، به‌کارگیری رکورد زمین‌لرزه مناسب ضروری است. در این تحقیق سطوح زلزله حداکثر یا زلزله طرح استفاده شد. نمودار طیف پاسخ زلزله، حداکثر ۱/۵ برابر نمودار طیف پاسخ زلزله طرح است. ۱۴ رکورد پالس‌دار حوزه نزدیک از مجموعه حرکات زمین معرفی شده توسط FEMA P695 انتخاب شدند. رکوردها مؤلفه‌های افقی زلزله‌ها و عمود بر جهت گسل هستند که به‌عنوان مؤلفه عمود بر گسل شناخته می‌شوند. تاریخچه زمانی حرکات از پایگاه داده PEER NGA گرفته شده است. فهرست رکوردهای حرکت قوی زمین انتخاب‌شده در جدول (۴) فهرست شده است. رکوردها به‌گونه‌ای مقیاس شده‌اند که بین محدوده

آلیاژ حافظه‌دار شکلی برابر است. بر اساس منطق فوق، روابط (۱) و (۲) استخراج شد [۴۲]:

$$A_{SMA} \sigma_S^{AM} = F_y A_s \Rightarrow A_{SMA} = \alpha A_s, \alpha = \frac{F_y}{\sigma_S^{AM}} \quad (1)$$

$$\left(\frac{AE}{L}\right)_{SMA} = \left(\frac{AE}{L}\right)_s \Rightarrow L_{SMA} = \gamma L_s, \gamma = \alpha \frac{E_{SMA}}{E_s} \quad (2)$$

نسبت‌های سطح مقطع آلیاژ حافظه‌دار شکلی به مقدار متناظر مهاربند فولادی طراحی شده است و  $\gamma$  نسبت مدول الاستیسیته آلیاژ حافظه‌دار شکلی به مواد فولادی مورد استفاده برای مهاربند را نشان می‌دهد.

$F_y$  و  $E_s$  به‌ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد هستند. در سیستم غیرخطی، بخش آلیاژ حافظه‌دار شکلی با استفاده از مدل تک‌محوری پیاده‌سازی شده توسط اوریکو و ساکو<sup>۱</sup> [۴۳] ایجاد شد. و حلقه‌های پسماند ماده آلیاژ حافظه‌دار شکلی در این تحقیق در شکل (۷) نشان داده شده است. از سختی ثابت به‌صورت مستقل از نرخ، برای آسنت کامل و مارتنزیت کامل استفاده شده است.

### ۲-۳- صحت‌سنجی

یک کار آزمایشگاهی انجام‌شده توسط مریت<sup>۲</sup> و همکاران [۴۴]، برای صحت‌سنجی المان مهاربندهای کمانش‌تاب استفاده شد. برای صحت‌سنجی نرم‌افزار، مدل فولاد تک‌محوری داد و رستریو پوسادا<sup>۳</sup> [۴۵] استفاده شد (شکل ۸). این مدل کاهش مدول الاستیسیته در حین بارگذاری و باربرداری را در نظر می‌گیرد و کاهش کرنش کششی نهایی، تنها به‌عنوان تابعی از حداکثر کرنش فشاری در نظر گرفته شد. حلقه‌های چرخه‌ای بار-تغییرشکل یک مهاربند کمانش‌تاب در کار عددی و تجربی در شکل (۹) رسم شده است. منحنی‌های کلی تعیین‌شده از مدل عددی و آزمایشگاهی تقریباً مشابه هستند. همان مدل مصالح فولادی مورد استفاده در روش صحت‌سنجی برای عناصر مهاربند کمانش‌تاب در مدل‌های نمونه اولیه اجرا شد.

<sup>3</sup> Dodd and Restrepo-posada

<sup>1</sup> Auricchio and Sacco

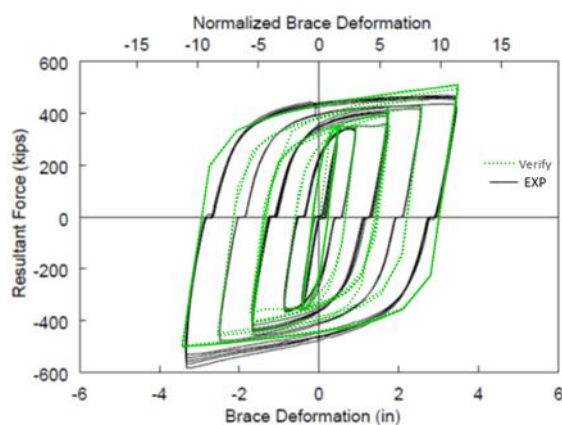
<sup>2</sup> Merritt

جدول ۴- مشخصات رکوردها [۴۶]

شماره رکورد زلزله	نام زلزله	نام گذاری طبق PEER	سال وقوع	مدت زمان	ایستگاه ثبت زلزله	PGA	PGV	بزرگا	ضریب	فاصله از ساختگاه
۱	Northridge-01	۱۰۶۳	۱۹۹۴	۲۰	Rinaldi Receiving Sta	۰/۸۷	۱۶۷/۳	۶۷	۱/۳۱	۱۰/۹
۲	Imperial valley-06	۱۸۱	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#6	۰/۴۴	۱۱۱/۹	۶۵	۱/۹۸	۲۷/۵
۳	Duzce	۱۶۰۵	۱۹۹۹	۲۶	Duzce	۰/۵۲	۷۹/۳	۷/۱	۲/۶۹	۱/۶
۴	Loma Prieta	۸۰۲	۱۹۸۹	۴۰	Saratoga-Aloha	۰/۳۸	۵۵/۶	۶/۹	۳/۳۹	۷۲/۲
۵	Kocaeli/IZT	۱۱۶۵	۱۹۹۹	۳۰	Izmit	۰/۲۲	۲۹/۸	۷/۵	۶/۷۸	۵/۳
۶	Northridge-01	۱۰۸۶	۱۹۹۴	۴۰	Sylmar-Olive View	۰/۷۳۰	۱۲۲/۸	۶/۷	۱/۷۴	۱۶/۸
۷	Irpinia. Italy-01	۲۹۲	۱۹۸۰	۴۰	Sturmo	۰/۳۱	۴۵/۵	۶/۹	۴/۸۲	۳۰/۴
۸	Superstition-hills-02	۷۲۳	۱۹۸۷	۲۲/۳	Parachute test site	۰/۴۲	۱۰۶/۸	۶/۵۵	۱/۶۴	۱۶
۹	Imperial valley-06	۱۸۲	۱۹۷۹	۳۷	El centro Array#7	۰/۴۶	۱۰۸/۹	۶/۵	۱/۸۹	۲۷/۶
۱۰	Erizican-Turkey	۸۲۱	۱۹۹۲	۲۰/۸	Erizican	۰/۴۹	۹۵/۵	۶/۷	۱/۸۹	۹
۱۱	Cape Mendocino	۸۲۸	۱۹۹۲	۳۶	Petrolia	۰/۶۳	۸۲/۱	۷	۲/۱۷	۴/۵
۱۲	Landers	۸۷۹	۱۹۹۲	۴۸	Lucerne	۰/۷۹	۱۴۰/۳	۷/۳	۲/۱۴	۴۴
۱۳	Chi chi, Taiwan	۱۵۰۳	۱۹۹۹	۹۰	TCU065	۰/۸۲	۱۲۷/۷	۷/۶	۱/۳۲	۲۶/۷
۱۴	Chi chi, Taiwan	۱۵۲۹	۱۹۹۹	۹۰	TCU102	۰/۲۹	۱۰۶/۶	۷/۶	۱/۹۹	۴۵/۶

شکل (۱۱-الف) میانگین هندسی حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای را برای مدل‌های مورد بررسی تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل نشان می‌دهد. در محاسبه میانگین‌های هندسی، قدرمطلق مثبت و منفی هر پارامتر لحاظ شده است. مشاهده شد که مدل SMA بیش‌ترین تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ناشی از زلزله‌ها را در سطح زلزله حداکثر محتمل نشان می‌دهد که تقریباً ۳ درصد و در موقعیت حدود 0.25H از تراز پایه است. به نظر می‌رسد که سختی اندک پس از تسلیم مهاربندهای SMA دلیل تقاضای بیش‌تر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باشد. این مقادیر برای مدل BRB و COMBINED در معرض زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل به ترتیب تقریباً ۲/۸ درصد و در ارتفاع حدود 0.25H است. بنابراین، تفاوت معنی‌داری در حداکثر پاسخ تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مدل‌های با مهاربند SMA و مهاربند BRB تحت زلزله‌ها وجود ندارد. لازم به ذکر است که میانگین هندسی مجاز حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای به دلیل رکورد زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل بر اساس دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس ۳ درصد است. می‌توان

0.2T تا 1.5T طیف متوسط از همه رکوردها بیش از ۱۰ درصد زیر طیف هدف مربوطه قرار نمی‌گیرند [۴۶]، طیف‌های مقیاس‌شده برای هر رکورد و میانگین آن‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است.



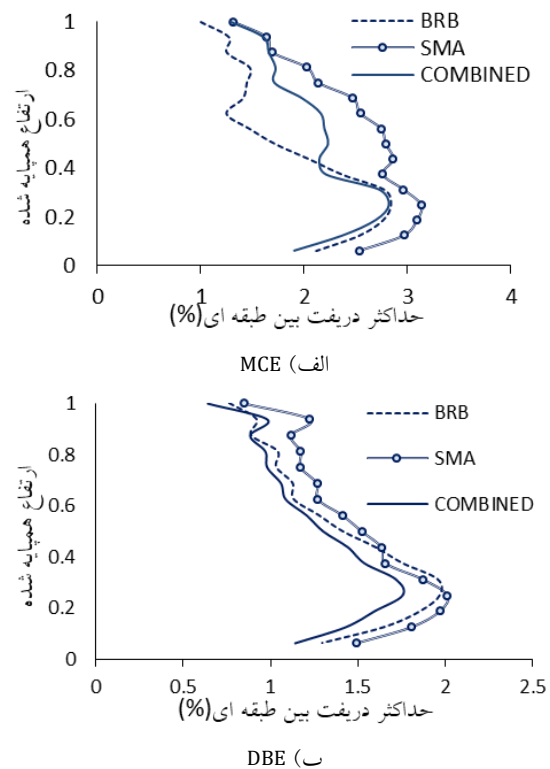
شکل ۹- صحت‌سنجی رفتار مهاربند

#### ۴- نتایج تحلیل

نتیجه گرفت که سیستم‌های دوگانه در نظر گرفته شده می‌توانند در کنترل حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در معرض حرکات زمین قوی پالس‌دار بسیار مؤثر باشند. از شکل (۱۱-الف) مشاهده شد که حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه‌های مورد بررسی در معرض زلزله‌های سطح زلزله حداکثر محتمل تقریباً کم‌تر از ۳ درصد است.

توجه شود که افزایش یکسان شدت لرزه‌ای (افزایش PGA) برای چند سازه مختلف لزوماً موجب افزایش پاسخ لرزه‌ای با همان نرخ افزایش شدت لرزه‌ای نمی‌گردد. این موضوع برای سازه‌های مختلف با شدت‌های مختلف بروز می‌کند.

شکل (۱۱-ب) میانگین حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مدل‌های مورد بررسی را که در معرض زلزله‌ها در سطح زلزله طرح قرار گرفته‌اند، مقایسه می‌کند. روند کلی سه مدل تحت زلزله تقریباً یکسان است. حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مجاز تحت زلزله سطح زلزله طرح در آیین‌نامه ASCE 7-10، ۲ درصد است که برای مدل‌های SMA، BRB و COMBINED تحت سطح زلزله طرح تقریباً ۲ درصد است.



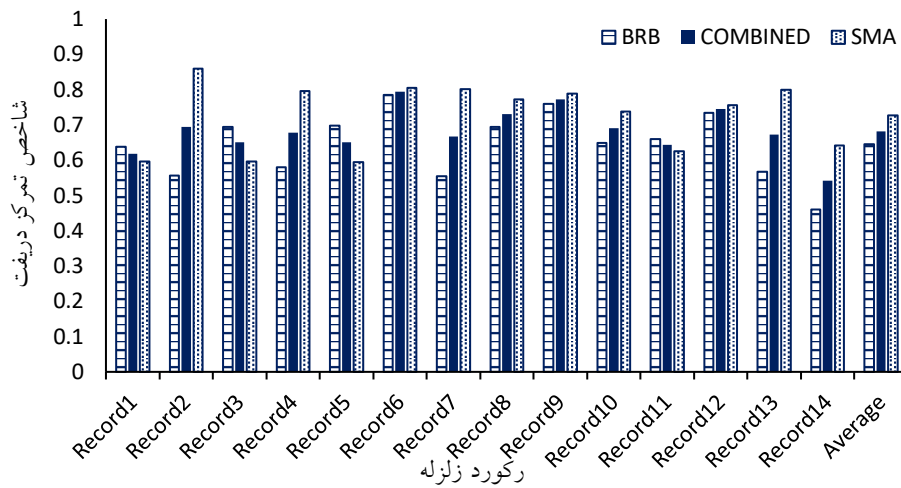
شکل ۱۱- نمودار پوش حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای

برای زلزله‌های مورد بررسی، تغییراتی در مقادیر پوش حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در طول ارتفاع سازه قابل مشاهده است. این موضوع را می‌توان با شاخص تمرکز دریفت کمی نمود که با رابطه (۳) تعریف می‌شود:

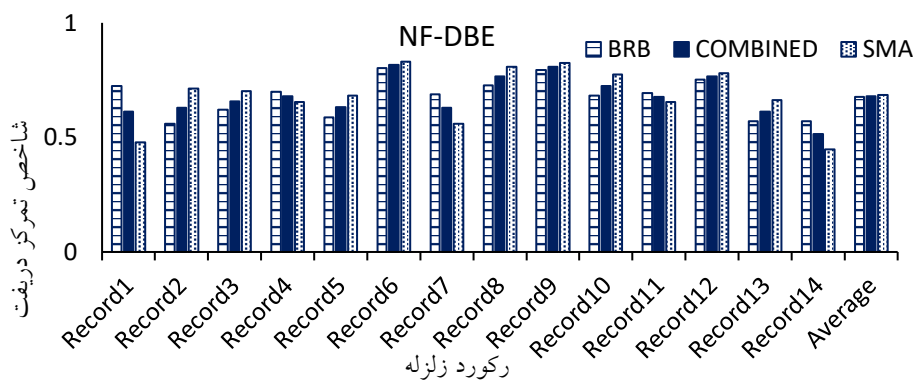
$$(3) \quad DR = \frac{DR}{Max(IDR)} = \text{شاخص دریفت تمرکز}$$

DR نشان‌دهنده تقاضای دریفت بام است که با حداکثر جابه‌جایی جانبی بام تقسیم بر ارتفاع ساختمان محاسبه شد و IDR حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای است. ضریب تمرکز دریفت برای مدل‌های بررسی شده در معرض رکوردها زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل در شکل (۱۲) ارائه شده است. میانگین هندسی این شاخص برای مدل SMA و مدل BRB به ترتیب ۰/۷۲ و ۰/۶۴ است. شکل (۱۳) مقادیر مربوط به زمین‌لرزه‌های سطح زلزله طرح را نشان می‌دهد. به‌طورکلی، شاخص تمرکز دریفت برای سیستم‌های بررسی شده در مقایسه با نتایج دیگران رضایت‌بخش است [۴۷].

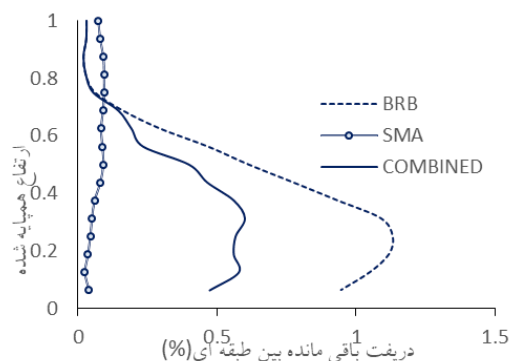
جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در هر سطح زلزله اهمیت دارد و آن‌ها اطلاعات مفیدی را در مورد توزیع آسیب و قابلیت تعمیر سازه پس از زلزله ارائه می‌دهند. شکل (۱۴) نمودار حداکثر پوش جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده را برای زلزله‌های بررسی شده در سطوح زلزله حداکثر محتمل و زلزله طرح نشان می‌دهد. حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده برای مدل BRB در سطوح زلزله حداکثر محتمل و زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱/۲ درصد و برای مدل SMA تقریباً ۰/۲۸ و ۰/۱۱ درصد است. قابل ذکر است که دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس بیان می‌کند در زمین‌لرزه‌های سطح زلزله حداکثر محتمل، میانگین هندسی حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده مجاز ۱ درصد است، بنابراین طبق شکل (۱۴)، مدل‌های BRB و COMBINED به‌طور قابل ملاحظه‌ای از این حد فراتر رفته‌اند. شایان ذکر است که وقتی حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده یک سیستم کم‌تر از ۰/۵ درصد باشد، تعمیر آن ساختمان مقرون‌به‌صرفه‌تر از تخریب و ساخت مجدد آن است، در غیر این صورت بهتر است بازسازی شود [۴۷]. مدل SMA قطعه کوتاه برای همه مهارها در سیستم‌های دوگانه



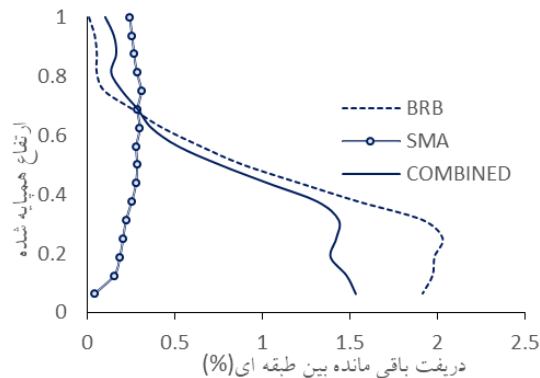
شکل ۱۲- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله حداکثر محتمل



شکل ۱۳- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله طرح



ب) DBE



الف) MCE

شکل ۱۴- پوش جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده بین طبقه‌ای

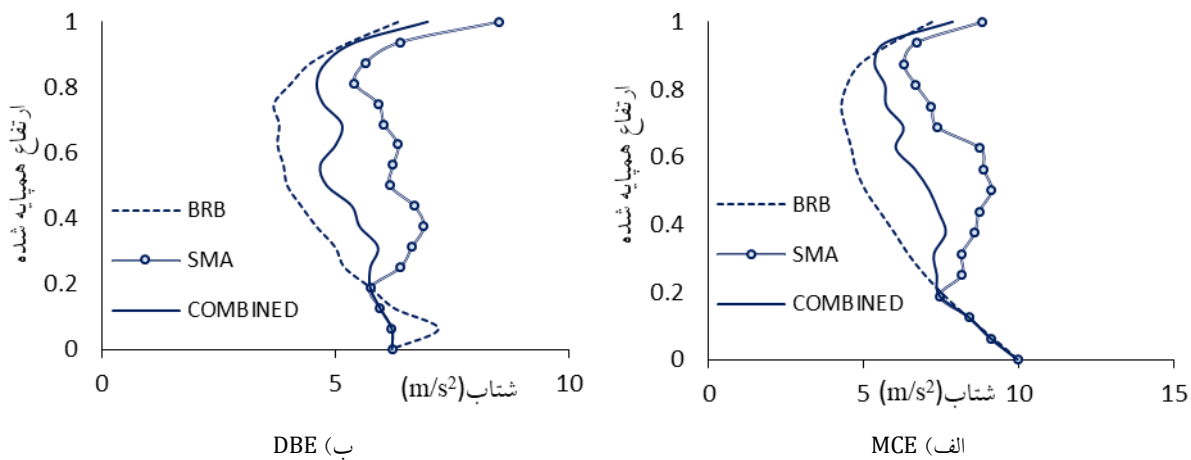
شد. لازم به ذکر است که اکثر اجزای معماری (به‌عنوان مثال: نازک‌کاری، سیستم‌های سقف و روشنایی، دیوارهای جداکننده داخلی و غیره)، تجهیزات مکانیکی و الکتریکی (به‌عنوان مثال: سیستم‌های گرمایش، تهویه و سرمایش، سیستم‌های حفاظت در

میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد. اوج شتاب طبقات به‌طور کلی مرتبط با آسیب غیرسازه‌ای است. بسته به نوع عناصر غیرسازه‌ای منجر به زیان اقتصادی بالقوه



چنین روندی مشاهده نشد. تمام سازه های مورد مطالعه، افزایش شتاب را در نزدیک بام نشان می دهند. این موضوع مربوط به نیروی شلاق ناشی از ارتعاشات حرکت زمین است. همچنین در تمامی موارد میانگین هندسی حداکثر شتاب در طبقات سازه عموماً کم تر از پیک شتاب زمین است. شکل (۱۶) میانگین هندسی پوش شتاب اوج طبقه را در امتداد ارتفاع سازه ها تحت زلزله های سطح زلزله طرح نیز نشان می دهد. روند کلی میانگین هندسی حداکثر شتاب کف در سطح زلزله طرح مشابه روند زلزله حداکثر محتمل است، همچنین، افزایش شتاب در نزدیکی بام وجود دارد.

برابر آتش، و سیستم های برق اضطراری و ...) و همچنین با توجه به آنچه که توسط زلزله های اخیر نشان داده شده است، می توان انتظار داشت که محتویات ساختمان با دامنه بالای شتاب های طبقه آسیب ببیند [۴۸]، در این مطالعه، محدودیت های شتاب های اوج طبقه به ترتیب ۱/۰ و ۱/۵ g در سطوح زلزله طرح و زلزله حداکثر محتمل در نظر گرفته شده است [۴۷]. در شکل (۱۶) مشاهده شد تحت زمین لرزه های سطح زلزله حداکثر محتمل که میانگین هندسی پیک شتاب زمین برای زلزله ها تقریباً برابر با ۱۰ متر بر ثانیه است. به طور کلی پاسخ شتاب طبقات در سازه های دوگانه با مهاربندهای SMA که در معرض زلزله قرار گرفته اند، در ارتفاع متوسط تورم را نشان می دهد، در حالی که در دو رویکرد دیگر

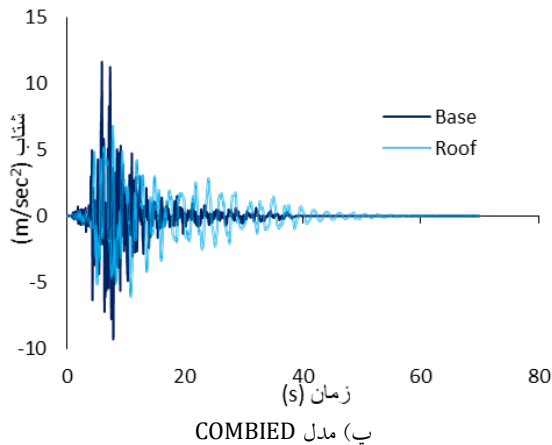
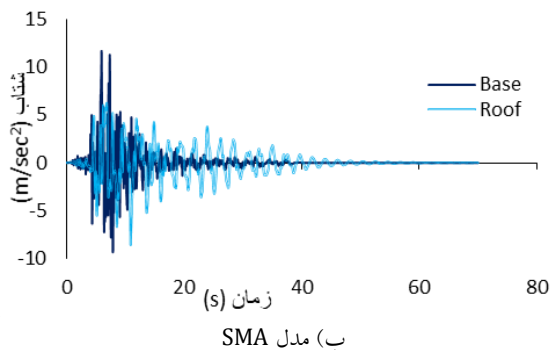
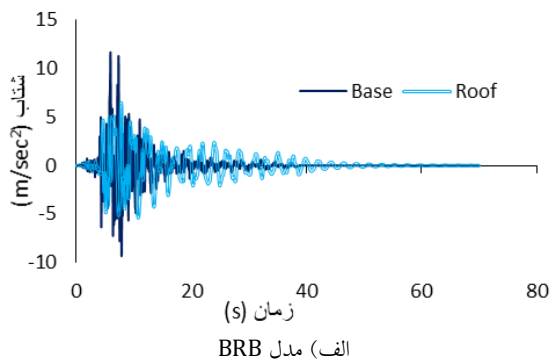


شکل ۱۶- پوش شتاب طبقات

عملکرد نزدیک فروریزش عدد ۲۵، به عنوان هدف برای سطح زلزله حداکثر محتمل است. برای ارزیابی سطوح عملکرد میله های آلیاژ حافظه دار شکلی، تقاضای کرنش یک پارامتر شناخته شده است. سطوح حالت حدی برای بخش آلیاژ حافظه دار شکلی در سطح بهره برداری بی وقفه معادل کرنش تسلیم  $\epsilon_L = 0.7\%$  بیان شده در سطح ایمنی جانی، حداکثر کرنش قابل بازیافت  $\epsilon_L = 6.2\%$  و در سطح آستانه فروریزش، حداکثر کرنش در شروع سخت شدگی کرنش دوم  $\epsilon_{AM}^2 = 7.1\%$  است [۴۹]. میانگین هندسی تقاضای شکل پذیری کرنش در هسته مهاربند کمانش تاب در BRB تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل تقریباً ۱۵ است که کم تر از حد ۲۵ است. اما در مدل SMA، تقاضای کرنش متوسط در آلیاژ حافظه دار شکلی تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل، ۸/۶ درصد است که نشان می دهد، در

شکل (۱۷) میانگین هندسی حداکثر تقاضای تنش را در هسته BRB و SMA در امتداد ارتفاع در سطح زلزله حداکثر محتمل برای مدل های BRB، COMBINED و SMA نشان می دهد. مشاهده تقاضای کرنش در قطعه آلیاژ در مدل SMA، ۳ برابر تقاضای کرنش در هسته فولادی مهاربند کمانش تاب مدل BRB است. این به دلیل طول کم تر آلیاژ در مهاربند مدل SMA نسبت به طول هسته فولادی در مدل BRB و همچنین سختی پساتسلیم کم تر مواد آلیاژ در مقایسه با مصالح فولادی مورد استفاده در مهاربند کمانش تاب است. علاوه بر این، برخی از محققان محدودیت های عملکردی را برای عناصر مهاربند کمانش تاب پیشنهاد کرده اند [۱۰]؛ آن ها به این نتیجه رسیدند که حد شکل پذیری برابر با ۱۵، یک مقدار مناسب برای سطح عملکرد ایمنی جانی به عنوان عملکرد هدف برای سطح زلزله طرح و کمیت حد شکل پذیری متناظر برای سطح

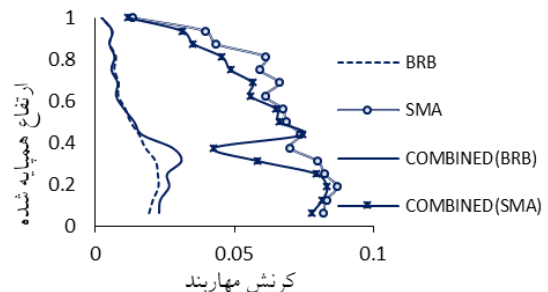
کمتر دامنه ارتعاش به این مرحله نرسیده است. همچنین به دلیل دامنه ارتعاشی کمتر در طبقه پانزدهم، نمودار هیستریزس تا حدی متقارن و حول مرکز نمودار شکل گرفته است.



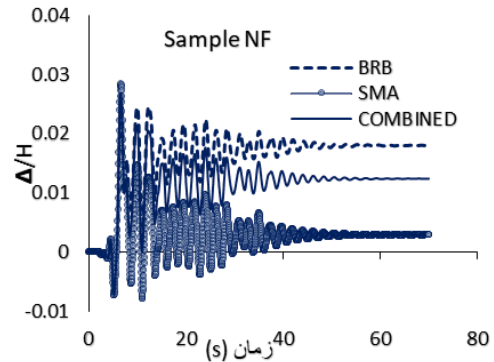
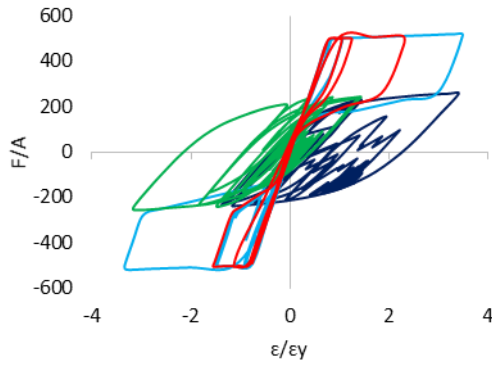
شکل ۱۸- تاریخچه زمانی شتاب بام و زمین تحت زلزله نمونه

معرض زلزله‌های نزدیک گسل، تقاضای کرنش نزدیک حد فروریزش است.

شکل (۱۸) تاریخچه زمانی شتاب حرکت زمین و شتاب بام را برای زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول ۴) در سطح زلزله حداکثر محتمل مورد بررسی برای سه رویکرد سازه‌ای را نشان می‌دهد. در این موارد حداکثر شتاب بام کمتر از حداکثر شتاب زمین است. تاریخچه زمانی دریافت بام برای مدل‌های SMA، COMBINED و BRB در معرض زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول ۴) در سطح زلزله حداکثر محتمل در شکل (۱۹) ارائه شده است. تفاوت معنی‌دار جابه‌جایی باقی‌مانده سه سیستم سازه کاملاً مشهود است. جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده بام در مدل SMA تقریباً ناچیز است.



شکل ۱۷- میانگین هندسی حداکثر تقاضای کرنش در هسته مهاربندها نمودار هیستریزس تنش-کرنش در هسته کمانش تاب فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سه رویکرد سازه‌ای در طبقه‌های اول، هفتم و پانزدهم تحت زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول ۴) در شکل (۲۰) نشان داده شده است. در محور افقی، تقاضای کرنش نرمال شد (با تقسیم بر کرنش تسلیم مورد انتظار). تفاوت پاسخ تنش-کرنش هسته در طبقات کاملاً آشکار است. مشاهده می‌شود که تحت اثر زلزله نمونه میزان نسبت کرنش در طبقه اول بیش‌ترین و در طبقه پانزدهم کم‌ترین است. اثر تسلیم‌شدگی هسته فولادی مهاربند کمانش تاب و مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی مشهود است. در طبقه اول و هفتم مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی از مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت عبور نموده؛ ولی در طبقه پانزدهم به دلیل شدت



شکل ۱۹- تاریخچه زمانی دریفت بام زلزله نمونه

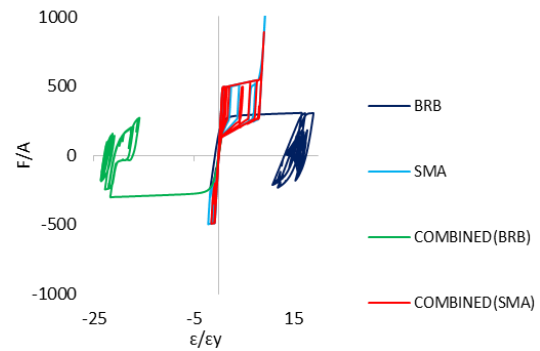
لازم به توضیح است که نتایج به دست آمده در چارچوب فرض های این تحقیق اعتبار داشته و تعمیم آن به حالت های کلی تر نیازمند مطالعه عمیق تر و وسیع تر است.

ب) طبقه پانزده

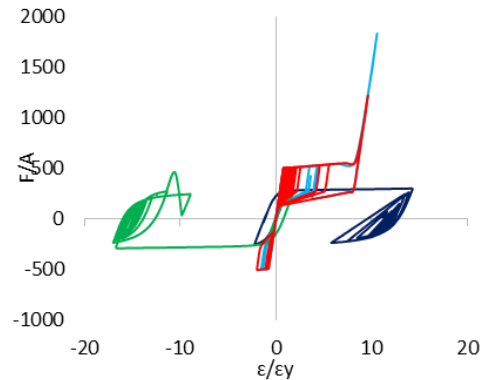
شکل ۲۰- نمودار هیستریزس تنش- کرنش در هسته کمانش تاب فولادی و آلیاژ حافظه دار شکلی در سه رویکرد سازه ای در طبقه های اول، هفتم و پانزدهم

### ۵- نتیجه گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه ای قاب های مهاربندی شده با آلیاژ حافظه دار شکلی و مهاربند کمانش تاب در آرایش های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین لرزه بررسی شد. قاب مهاربندی شده در این پیکربندی شامل مهاربند های کمانش تاب فولادی، مهاربند های آلیاژ حافظه دار شکلی یا ترکیبی از مهاربند های مذکور است. سازه ها با سیستم های پیشنهادی ابتدا طبق آیین نامه ها طراحی شده اند. سپس مدل های غیرخطی سازه ها در نرم افزار Seismostruct توسعه داده شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. تحلیل ها تحت مجموعه رکوردهای زلزله در حوزه نزدیک در سطح زلزله حداکثر محتمل و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم ها بررسی و با یکدیگر مقایسه شد. نتایج نشان می دهد حداکثر تقاضای جابه جایی نسبی بین طبقه های باقی مانده برای مدل با مهاربند کمانش تاب در سطح زلزله حداکثر محتمل و سطح زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱/۲ درصد است و برای مدل SMA تقریباً ۰/۲۸ و ۰/۱۱ درصد است. قابل ذکر است که در دستورالعمل سازه بلند لس آنجلس میانگین هندسی حداکثر جابه جایی نسبی بین طبقه های باقی مانده مجاز ۱ درصد است. به علاوه در سطح حداکثر زلزله، میانگین هندسی تقاضای دریفت بام به ترتیب برای مدل های SMA، COMBINED و BRB حدود ۲/۸، ۲/۳ و ۲/۱ درصد است و در سطح زلزله طرح همگی حدود ۱/۵ درصد است.



الف) طبقه یک



الف) طبقه هفت

- [8] Vafaei, D. and Eskandari, R. (2014) "Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-tp and forward-directivity near-fault ground motions", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 24, No. 9, pp. 672-686.
- [9] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", *PEER 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA*.
- [10] Fahnestock, L.A., Ricles, J.M. and Sause, R. (2007), "Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame", *Journal of Structural Engineering*, V. 133, No. 9, pp. 1205-1214.
- [11] Dubina, D. (2010), "Dual-steel Frames for multistory buildings in seismic areas", In: E. Batista PV, L. de Lima (ed) *SDSS - Stability and Ductility of Steel Structures*. Rio de Janeiro, 59-80.
- [12] Tsai, K.C., Hsiao, P.C., Wang, K.J., Weng, Y.T., Lin, M.L., Lin, K.C., Chen, C.H., Lai, J.W. and Lin, S.L. (2008), "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame—Part I: Specimen design, experiment and analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 37, No. 7, pp. 1081-1098.
- [13] Tera'n-Gilmore and A. Ruiz-García, J. (2011), "Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling-restrained braces through the application of Force-Based and Displacement-Based approaches", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V. 31, No. 3, pp. 478-490.
- [14] NIST (2015), *Seismic design of steel buckling-restrained braced frames: A guide for practicing engineers*, GCR 15-917-34, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11, produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [15] Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006), "Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system", *Engineering Structures*, V. 28, No. 11, pp.1525-1532.
- [16] Fang, C., Zhong, Q., Wang, W., Hu, S. and Qiu, C. (2018), "Peak and residual responses of steel moment-resisting and braced frames under pulse-like near-fault earthquakes", *Engineering Structures*, V. 177, pp. 579-597.
- [17] Fang, C., Wang, W., Zhang, A. and Sause, R. (2019), "Behavior and design of self-centering energy dissipative devices equipped with superelastic SMA ring springs", *Journal of Structural Engineering ASCE*, V. 145, No. 10, pp. 04019109.

به‌طورکلی پاسخ شتاب طبقات در سازه‌های دوگانه با مهاربندهای SMA که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، در ارتفاع میانی تورم را نشان می‌دهد، درحالی‌که در دو رویکرد دیگر چنین روندی مشاهده نشد. تمام سازه‌های مورد مطالعه، افزایش شتاب را در نزدیک بام نشان می‌دهند. این موضوع مربوط به نیروی شلاق ناشی از ارتعاشات حرکت زمین است. همچنین در تمامی موارد میانگین هندسی حداکثر شتاب در طبقات سازه عموماً کم‌تر از پیک شتاب زمین است.

یادآور می‌شود که نتایج به‌دست‌آمده در چارچوب فرض‌های این تحقیق اعتبار داشته و تعمیم آن به حالت‌های کلی‌تر نیازمند مطالعه عمیق‌تر و وسیع‌تر است.

## ۶- مراجع

- [1] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002), "Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [2] Ariyaratana, C.A. and Fahnestock, L.A. (2011), "Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength" *Engineering Structures*, V. 33, No. 1, pp. 77-89.
- [3] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-scale testing of buckling-restrained braced frames" *Proc. Japan Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35-44.
- [4] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2011), "Residual drift response of SMRFs and BRB Frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, V. 137, No. 5, pp. 589-599.
- [5] Eskandari, R. and Vafaei, D. (2015) "Effects of near-fault records characteristics on seismic performance of eccentrically braced frames," *Structural Engineering and Mechanics*, V. 56, No. 5, pp. 855-870.
- [6] Eskandari, R., Vafaei, D., Vafaei, J. and Shemshadian M.E. (2017) "Nonlinear static and dynamic behavior of reinforced concrete steel-braced frames," *Earthquakes and Structures*, V. 12, No. 2, pp. 191-200.
- [7] Vafaei, D. and Eskandari, R. (2016), "Seismic performance of steel mega braced frames equipped with shape-memory alloy braces under near-fault earthquakes", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 25, No. 1, pp. 3-21.



- [29] Meshaly, M.E., Youssef, M.A. and Abou Elfath H.M. (2014), "Use of SMA bars to enhance the seismic performance of SMA braced RC frames", *Earthquakes and Structures*.
- [30] Youssef, M.A. and Elfeki, M.A. (2012), "Seismic performance of concrete frames reinforced with superelastic shapememory alloys", *Smart Structures and Systems*, V. 9, No. 4, pp. 313-333.
- [31] Asgarian, B. and Moradi, S. (2011), "Seismic performance of steel braced frames with shape memory alloy braces", *Journal of Constructional Steel Research*, V. 67, pp. 65-64.
- [32] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismological Research Letters*, V. 68, No. 1, pp. 199-222.
- [33] Ghobarah A. (2004), "Response of structures to near-fault ground motion", In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- [34] Bertero, V., Mahin, S., Herrera, R. (1978), "A seismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 6, No. 1, pp. 31-42.
- [35] Anderson, J.C. and Bertero, V.V. (1987), "Uncertainties in establishing design earthquakes", *Journal of Structural Engineering*, V. 113, No. 8, pp. 1709-1724.
- [36] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2005), "Drift estimates in frame buildings subjected to near-fault ground motions", *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 7, pp. 1014-1024.
- [37] ASCE/SEI 7-2010, (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures.", American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [38] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames", *Engineering Structures*, V. 32, No. 9, pp. 2950-2958.
- [39] ASCE/ANSI Standard 41-06, (2006), "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", (Previously Published as FEMA 356), American Society of Civil Engineering, Reston, VA.
- [40] AISC-341 (2010), "Seismic provision for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [41] Jones, P. and Zareian, F. (2013), "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural*
- [18] McCormick, J., Tyber, J., DesRoches, R., Gall, K. and Maier, H.J. (2007), "Structural engineering with NiTi part II: Mechanical behavior and scaling", *Journal of Engineering Mechanics*, V. 133, No. 9, pp. 1019-1029.
- [19] Aizawa, S., Kakizawa, T. and Higasino, M. (1998), "Case studies of smart materials for civil structures", *Smart Materials and Structures*, V. 7, No. 5, pp. 617-626.
- [20] Janke, L., Czaderski, C., Motavalli, M. and Ruth, J. (2005), "Applications of shape memory alloys in civil engineering structures—Overview, limits and new ideas", *Materials and Structures*, V. 38, pp. 578-592.
- [21] Alam, M.S., Nehdi, M. and Youssef, M.A. (2008), "Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys", *Smart Structures and Systems*, V. 5, No. 5, pp. 565-585.
- [22] Massah, S.R. and Dorvar, H. (2014), "Design and analysis of eccentrically braced steel frames with vertical links using shape memory alloys", *Smart Materials and Structures*, V. 23, No. 11.
- [23] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible residual deformation level for building structures considering both safety and human elements", *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China. Paper ID 05-06-0071.
- [24] Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *Journal of Structural Engineering*, V. 127, No. 2, pp. 21-113.
- [25] Holden, T., Restrepo, J. and Mander, J.B. (2003), "Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls", *Journal of Structural Engineering*, V. 129, No. 3, pp. 96-286.
- [26] McCormick, J., DesRoches, R., Fugazza, D., Auricchio, F. (2007), "Seismic assesment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces", *Journal of Structural Engineering*, V. 133, No. 6, pp. 862-870.
- [27] Gao, N., Jeon, J.S., Hodgson, D.E. and DesRoches, R. (2016), "An innovative seismic bracing system based on a superelastic shape memory alloy ring", *Smart Materials and Structures*, V. 25, No. 5, pp. 1-16.
- [28] Kari, A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2011), "A new dual bracing system for improving the seismic behavior of steel structures", *Smart Materials and Structures*, V. 20, No. 12, pp. 125020.



Design of Tall and Special Buildings, V. 22, No. 3, pp. 291-299.

- [42] Youssef, M.A., Mashaly, M.E. and Abou Elfath, H. (2010), "Use of SMA and buckling restrained braces to reduce seismic residual deformation in low-rise RC frames", 9th US National and 10th Canadian Conf on Earthquake Engineering (Toronto, Ontario, Canada) paper No. 544.
- [43] Auricchio, F. and Sacco, E. (1997) "A superelastic shape-memory-alloy beam", Journal of Intelligent Materials and Structures, V. 8, No. 6, pp. 489-501.
- [44] Merritt, S., Uang, C.M. and Benzoni, G. (2003), "Subassemblage testing of star seismic buckling restrained braces", TR-2003/04. La Jolla (CA): Univ. of California at San Diego.
- [45] Dodd, L.L. and Restrepo posada, J.I. (1995), "Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel", Journal of Structural Engineering, V. 121, No. 3, pp. 433-445.
- [46] LATBSDC, (2014), "An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region", Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council: Los Angeles.
- [47] Qu, Z., Wada, A., Motoyui, S., Sakata, H. and Kishiki, S. (2012), "Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures", earthquake engineering and structural dynamics, V. 41, No. 14, pp. 2075-2091.
- [48] FEMA-74, (2011), "Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage - A practical guide", Federal Agenc Management Emergency.
- [49] Pham, H.V. (2013), "Performance-based Assessments of Buckling-restrained Braced Steel Frames Retrofitted by Self-Centering ShapeMemory Alloy Braces", Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology.

# ارائه روش جدید استفاده از رولبرینگ‌ها در اطراف هسته در مهاربند کمانش‌تاب تمام فولادی

بهمن شروانی‌تبار<sup>۱\*</sup>، حامد افکاریان باقرزاده<sup>۲</sup>

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز

\*تبریز، صندوق پستی، ۷۱۳۷۹-۵۳۷۵۱ b.shervani@yahoo.com

## چکیده

برای جلوگیری از حرکت‌های جانبی ناشی از زمین‌لرزه و باد، مهاربندهای مختلفی در سازه‌ها به‌کار گرفته می‌شود. یکی از انواع مهاربندها، مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBs) است که شامل هسته فولادی و یک غلاف است. این غلاف ممکن است تمام فولادی یا فولادی-بتنی باشد؛ البته مصالح دیگری هم به‌کار گرفته می‌شود. در این تحقیق روش نوینی برای بهبود عملکرد مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی ارائه شده است. بدین ترتیب که یک صفحه مشبک پر شده از گریس به همراه رولبرینگ‌ها (استوانه‌های توپر کوچک فولادی)، در دو طرف هسته به غلاف متصل شده و هنگامی که هسته تحت بارهای وارد، به صورت غیرارتجاعی (غیرخطی) تغییر طول کششی و یا فشاری از خود نشان می‌دهد، این رفت و برگشت‌ها بر روی این رولبرینگ‌ها که در یک فضای پر شده از گریس قرار دارند، انجام می‌گیرد. لذا اصطکاک بین هسته و غلاف کاهش یافته و از انتقال نیروهای محوری به غلاف جلوگیری می‌شود. همچنین به علت روان‌تر شدن حرکت رفت و برگشتی هسته در داخل غلاف، احتمال گسیختگی زود هنگام هسته از بین می‌رود. انواع مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی با و بدون استفاده از روش جدید، توسط تحلیل اجزاء محدود با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل قرار گرفته و مزایای روش جدید نشان داده شده است. کاهش نیروهای اصطکاکی وارد به غلاف، در نمونه‌های با رولبرینگ نسبت به نمونه‌های مشابه بدون رولبرینگ حداقل ۴۵ و حداکثر ۶۳ درصد است.

## واژگان کلیدی

مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی، رولبرینگ، تحلیل اجزاء محدود، نیروهای اصطکاکی، اعوجاج هسته

## Introducing a New Method of Using Roller Bearings Around the Core Plate of All-Steel Buckling Restrained Braces

B. Shervani Tabar<sup>1\*</sup>, H. Afkarian Bagherzadeh<sup>2</sup>

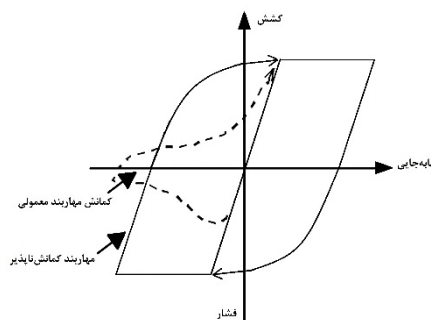
### Abstract

Various bracing systems can be used to withstand lateral displacements caused by earthquakes and wind. One of these systems is Buckling Restrained Braces (BRBs), which consist of a steel core known as a "core plate" and a buckling restraining mechanism (BRM) made of full steel, concrete-steel, or other materials. This study presents a novel method to enhance the performance of all-steel BRBs. In this new method, a lubricated perforated steel plate with roller bearings (small solid steel cylinders) is attached to both sides of the core plate within the BRM. During plastic elongation and contraction of the core plate due to tension or compression loads, these movements occur on the roller bearings, which are housed in a grease-filled space. As a result, the friction between the core plate and the BRM is reduced, preventing the transmission of axial forces to the BRM. Additionally, the reciprocating movement of the core plate inside the BRM is smoothed, eliminating the risk of premature core plate failure. Finite element analysis has been conducted to analyze various types of all-steel BRBs with and without the new method, demonstrating the advantages of the proposed approach. The inclusion of roller bearings in the samples reduces frictional forces on the sheath by at least 45% and up to 63% compared to similar samples without roller bearings.

### Keywords

All-Steel Buckling Restrained Braces (BRBs), Roller Bearing, Finite Element Method, Frictional Forces, Core Deflection

یکی از مهم‌ترین و کارآمدترین روش‌ها برای مقابله با زمین‌لرزه‌های احتمالی شدید، استفاده از سیستم مهاربندی است. استفاده از این سیستم در سازه‌ها، سختی جانبی مطلوبی را در برابر نیروهای لرزه‌ای فراهم می‌آورد. مهاربندها در حالت کلی به دو گروه مهاربندهای همگرا و واگرا تقسیم می‌شوند [۱]. در این میان، استفاده از مهاربندهای همگرا یکی از روش‌های مؤثر در برابر بارهای جانبی وارد به سازه به‌شمار می‌روند، در حالی که در مقابله با نیازهای شکل‌پذیری زیاد، رفتار غیرشکل‌پذیر از خود نشان می‌دهند. وقتی نیروی فشاری به آن‌ها وارد می‌شود، کاهش چشم‌گیری در سختی و ظرفیت مهاربند ایجاد شده که نهایتاً با ایجاد مفاصل پلاستیک، مهاربند دچار کماتش می‌شود. از طرفی رفتار نامتعادل در ظرفیت کششی و فشاری منجر به رفتار نامطلوب مهاربند می‌شود [۲]. یکی از روش‌های برطرف کردن معایب عملکردی در مهاربندهای همگرا، استفاده از سیستم مهاربندی به نام مهاربند کماتش‌تاب<sup>۱</sup> است. شکل (۱) رفتار این دو نوع مهاربند را مقایسه می‌کند.



شکل ۱- مقایسه رفتار مهاربندهای همگرای معمولی با مهاربندهای کماتش‌تاب [۳]

مهاربندهای کماتش‌تاب در واقع نوع جدیدی از مهاربندهای همگرای ویژه به‌شمار می‌روند که تحت فشار و کشش در حالت تسلیم رفتار مشابهی از خود نشان می‌دهند و دارای رفتار هیستریزیس متعادلی هستند.

در مهاربندهای کماتش‌تاب، هسته فولادی نیروی محوری را تحمل می‌کند و غلاف نیز با ایجاد تکیه‌گاه جانبی مانع کماتش کلی می‌شود. وقتی که مهاربند تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد، هسته دچار اعوجاج سینوسی شده و باعث اعمال نیروهای

عمودی و مماسی به غلاف یا مکانیزم مهارکننده می‌شود. به‌منظور کاهش نیروهای عمودی و مماسی وارد بر غلاف، یک لایه ماده جداکننده یا یک فضای خالی کوچک بین هسته فولادی و غلاف تعبیه می‌شود [۴].

نوع مهاربندی که امروزه به‌عنوان مهاربند کماتش‌تاب شناخته می‌شود، اولین بار توسط **واتاناب<sup>۲</sup>** و **همکارانش** در سال ۱۹۸۸ در کشور ژاپن ارائه شد [۵]. در سال‌های بعد نوع دیگری از این نوع مهاربندها معرفی شد که در آن‌ها ملات حذف گردیده و مکانیزم غلاف، کاملاً فولادی است. این نوع مهاربندها که دارای هسته و غلاف فولادی هستند، به مهاربندهای کماتش‌تاب تمام‌فولادی معروف‌اند.

**سابلی<sup>۳</sup>** و **همکاران** (۲۰۰۳) با استفاده از مهاربندهای کماتش‌تاب در سازه‌های سه و شش طبقه به بررسی پاسخ سازه در برابر تحریکات لرزه‌ای اعمال‌شده پرداختند و به این نتیجه رسیدند که مهاربندهای کماتش‌تاب بر مشکلات مربوط به قاب‌های مهاربندی همگرا، به‌طور مؤثری فائق آمده و آن‌ها را حل نموده است [۶].

**ایواتا<sup>۴</sup>** (۲۰۰۴) چهار نمونه از مهاربندهای کماتش‌تاب پرکاربرد صنعتی را مورد آزمایش قرار داد؛ منحنی‌های هیستریزیس به‌دست‌آمده از این نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهند نمونه‌هایی که دارای ماده جداکننده هستند، رفتار مناسب‌تری نسبت به نمونه‌های دیگر دارند. همچنین نمونه‌های مشابه با نمونه‌های ارائه‌شده توسط **واتاناب** مناسب‌ترین عملکرد را در بین نمونه‌های مورد آزمایش داشتند [۷].

**کیانگ<sup>۵</sup>** (۲۰۰۵) مطالعاتی را در رابطه با مهاربندهای کماتش‌تاب انجام داد. در این پژوهش انواع BRB و پیشرفت‌های مربوط به آن مورد بررسی و عملکرد خوب آن در مقابل زمین‌لرزه‌ها مورد تأیید قرار گرفته است [۸].

**ترمبلی<sup>۶</sup>** و **همکاران** (۲۰۰۶) آزمایش‌هایی بر روی مهاربندهای کماتش‌تاب تمام‌فولادی و فولادی-بتنی انجام دادند. آن‌ها با مطالعه تجربی بر روی شش نمونه مهاربند کماتش‌تاب با طول هسته و غلاف‌های متفاوت، عملکرد شکل‌پذیر و ثابتی را ملاحظه کردند [۹].

**کورزکوا<sup>۷</sup>** و **ترمبلی** (۲۰۰۹) مدل المان محدودی را جهت بررسی رفتار غیرارتجاعی چرخه‌ای مهاربندهای کماتش‌تاب

<sup>5</sup> X. Qiang

<sup>6</sup> R. Tremblay

<sup>7</sup> A. Korzekwa

<sup>1</sup> BRBs

<sup>2</sup> A. Watanabe

<sup>3</sup> R. Sabelli

<sup>4</sup> M. Iwata

تمام فولادی ارائه کردند. در این مطالعه آن‌ها با مدل‌سازی عددی نمونه‌های آزمایش‌های قبلی **ترمبلی** و **همکاران** (۲۰۰۶)، توانستند به تقریب نسبتاً دقیقی از رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب در فضای المان محدود دست یابند.

آن‌ها به این نتیجه رسیدند که نیروهای اصطکاکی ایجادشده حین تماس هسته و غلاف فولادی و همچنین فاصله بین هسته و غلاف در عملکرد مهاربندهای کمانش‌تاب مؤثر هستند؛ بنابراین ضریب اصطکاک بین هسته و غلاف فولادی در عملکرد کلی مهاربند مؤثر است [۱۰].

**هویدایی** و **رافضی** (۲۰۱۲) به بررسی پارامترهای مؤثر در طراحی و عملکرد مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی نظیر تأثیر نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$ ، فضای خالی بین هسته و غلاف و ضریب اصطکاک بین آن‌ها پرداختند. آن‌ها با انجام تحلیل المان محدود روی ۱۳ نمونه مدل‌سازی‌شده نشان دادند که با در نظر گرفتن ضریب اطمینان، نسبت  $\frac{P_e}{P_y} \geq 1.4$  برای مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی کافی خواهد بود [۱۱].

**شروانی تبار** و **جنگ‌آرا** (۲۰۱۵) مطالعاتی را در زمینه مهاربندهای کمانش‌تاب انجام دادند و به منظور کاهش اصطکاک بین هسته و غلاف یک روش جدید را پیشنهاد داده و مؤثر بودن آن را با تحلیل المان محدود نشان دادند. در این روش، ماده جداکننده و فضای خالی بین هسته و غلاف با یک شبکه فلزی پر شده از گریس جایگزین گردید. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که با این روش میزان کمانش موضعی هسته، نیروهای اصطکاکی بین هسته و غلاف و نیروهای محوری انتقال یافته به غلاف کاهش یافته و عملکرد مهاربند بهبود می‌یابد [۱۲].

**جیانگ**<sup>۱</sup> و **همکاران** (۲۰۲۰) با بررسی نوع جدیدی از مهاربندهای کمانش‌تاب جهت حذف اثرات کمانش موضعی، دو مقطع T شکل را به عنوان عناصر مهارکننده صفحه هسته به جای بتن پر شده یا ملات معرفی کردند [۱۳].

**یون**<sup>۲</sup> و **همکاران** (۲۰۲۱) با بررسی کاربرد مهاربندهای کمانش‌تاب در طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله به عنوان یک عنصر سازه‌ای، نشان دادند که نه تنها به استحکام و سختی سازه می‌افزاید، بلکه قابلیت جذب انرژی را در سطح بسیار مطلوبی فراهم می‌کند [۱۴].

**چیگویی**<sup>۳</sup> و **همکاران** (۲۰۲۱) به بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب سه هسته‌ای پرداختند. در این تحقیق مهاربندهای تک هسته‌ای و سه هسته‌ای با تنش‌های تسلیم متفاوت مقایسه گردید و نشان داده شد که مهاربند کمانش‌تاب سه هسته‌ای تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای جذب و اتلاف انرژی را افزایش می‌دهد [۱۵].

**کیو**<sup>۴</sup> و **همکاران** (۲۰۲۲) ترکیب مهاربندهای کمانش‌تاب معمولی و مهاربندهای کمانش‌تاب حاوی آلیاژ حافظه‌دار شکلی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که ترکیب مذکور می‌تواند در عملکرد بهتر سازه‌ها مؤثر باشد [۱۶].

**اولا**<sup>۵</sup> و **همکاران** (۲۰۲۲) طی یک مقاله مروری به بررسی چالش‌های مرتبط با طراحی، ساخت، اجرا و هزینه‌های مهاربندهای کمانش‌تاب پرداختند [۱۷].

**کاظمی** و **جانکوسکی**<sup>۶</sup> (۲۰۲۳) به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند کمانش‌تاب فولادی دارای هسته‌ای از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی پرداختند. نتایج نشان داد که مقادیر حداکثر گشتاور و چرخش لولاهای اعضای سازه با استفاده از این روش کاهش و سطح عملکرد سازه مورد بررسی بهبود می‌یابد [۱۸].

**ژانگ**<sup>۷</sup> و **همکاران** (۲۰۲۳) به بررسی مهاربند کمانش‌تاب از نوع خودمحمور با هدف کنترل بهتر پاسخ‌های سازه‌ای تحت زلزله‌هایی با سطوح شدت مختلف پرداختند. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی می‌تواند به طور مؤثری جابه‌جایی را در طبقات پایین‌تر محدود کند [۱۹].

## ۲- مسئله کمانش کلی در مهاربندهای کمانش‌تاب

تمامی مهاربندهای کمانش‌تابی که در اشکال مختلف مورد استفاده قرار گرفته‌اند، از یک مفهوم خاص تبعیت می‌کنند. همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود طرح کلی مهاربندهای کمانش‌تاب از یک هسته فولادی شکل‌پذیر تشکیل یافته است که این هسته فولادی، هم تحت کشش و هم تحت فشار به تسلیم می‌رسد.

<sup>5</sup> R. Ullah

<sup>6</sup> R. Jankowski

<sup>7</sup> Ch. Zhang

<sup>1</sup> T. Jiang

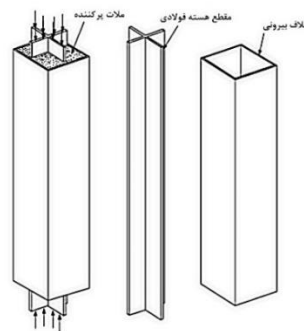
<sup>2</sup> Zh. Yun

<sup>3</sup> A. Chigoi

<sup>4</sup> C. Qiu



به جای بتن موجود در غلاف از صفحات فولادی با مقاومت زیاد استفاده می‌شود که می‌توانند سختی خمشی مورد نظر غلاف را تأمین نمایند؛ این صفحات در این تحقیق صفحه اصلی غلاف نامیده می‌شوند. هسته در داخل این دو صفحه قرار می‌گیرد و در دو طرف، هسته توسط دو لقمه طولی محدود می‌شود. دو صفحه اصلی غلاف و دو لقمه طولی با پیچ و مهره‌هایی به یکدیگر متصل می‌شوند و غلاف را تشکیل می‌دهند.



شکل ۲- طرح کلی مهاربندهای کمانش تاب [۴]

برای جلوگیری از کمانش کلی مهاربند، تحت بارهای فشاری، هسته فولادی شکل‌پذیر در داخل یک پوشش فولادی توخالی قرار می‌گیرد. درون این پوشش فولادی توخالی از بتن یا ملات پر می‌شود تا سختی خمشی مناسب جهت مقابله با کمانش تأمین گردد. وقتی هسته دچار کمانش می‌شود نیروهایی را به پوشش فولادی وارد می‌کند. به منظور جلوگیری از انتقال نیروهای اعمالی به پوشش فولادی، یک لایه ماده جداکننده یا یک فضای خالی کوچک بین هسته و پوشش فولادی تعبیه می‌شود. همچنین باید اثرات پواسون را در محاسبات در نظر گرفت. به این دلیل که وقتی هسته تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد دچار افزایش سطح مقطع می‌شود. بنابراین باید در راستای عرض هسته نیز فضای خالی کوچکی تعبیه شود تا هسته بتواند کرنش‌های وارده را به صورت یکنواخت تحمل نماید.

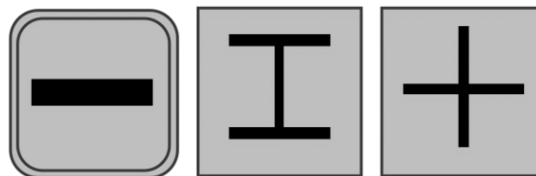
مهاربندهای کمانش تاب با توجه به نوع ساخت شامل دو

دسته هستند:

(۱) مهاربندهای کمانش تاب بتنی-فولادی

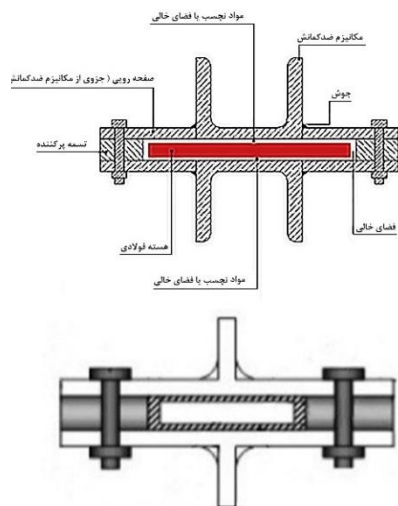
(۲) مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی

دسته اول از یک هسته فولادی به همراه یک غلاف فولادی (پوشش فولادی توخالی) پر شده از بتن یا ملات به همراه مواد جداکننده نظیر لاستیک (رزین)، پلی اتیلن، گریس، سیلیکون و نوار ماستیک ساخته می‌شود. در شکل (۳) نمونه‌ای از مقاطع مورد استفاده در این نوع مهاربندها ملاحظه می‌شود.



شکل ۳- مهاربندهای کمانش تاب بتنی-فولادی

در مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی از یک هسته فولادی به همراه یک غلاف تمام فولادی استفاده می‌شود. در شکل (۴) مقطع دو نوع از این مهاربندها نشان داده شده است. در این روش



شکل ۴- مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی [۸ و ۲۰]

به منظور رعایت اثرات پواسون و کاهش نیروهای محوری اعمالی به غلاف می‌توان در کنار روش‌های رایج در مدل‌های مشابه قبلی، از روش روغن کاری نیز استفاده نمود. در این روش سطوح هسته و غلاف روغن کاری می‌شوند تا اصطکاک بین آن‌ها به حداقل برسد. روش جدید معرفی شده در این مقاله، یعنی استفاده از رولربرینگ‌ها در اطراف هسته، در مهاربندهای تمام فولادی قابل استفاده خواهد بود.

بارگذاری چرخه‌ای به صورت تغییر مکان محوری هسته فولادی انجام می‌پذیرد و در آن هر سیکل شامل یک کشش و فشار کامل با توجه به تغییر مکان مورد نظر است. پروتکل بارگذاری چرخه‌ای در آیین‌نامه (AISC 341-16 (2010) به صورت زیر است [۲۱]: (در بخش ۱-۵ تشریح نمونه‌ها به توضیح این علائم پرداخته می‌شود).

$$\Delta_b = \pm \Delta_{by} \quad \text{در ۲- سیکل}$$

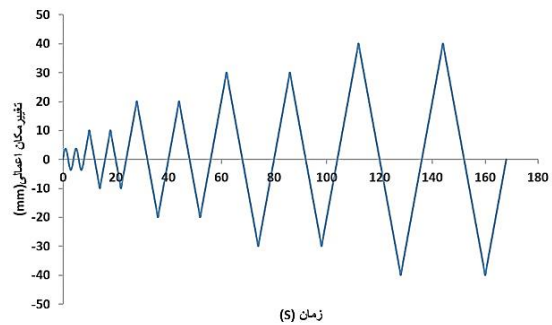
$$\Delta_b = \pm 0.5 \Delta_{bm} \quad \text{در ۲- سیکل}$$

$$\Delta_b = \pm \Delta_{bm} \quad \text{در ۲- سیکل}$$

$$\Delta_b = \pm 1.5 \Delta_{bm} \quad \text{در ۲- سیکل}$$

$$\Delta_b = \pm 2 \Delta_{bm} \quad \text{در ۲- سیکل}$$

هسته فولادی مهاربندهای کمانش تاب باید نیروهای فشاری و کششی محوری را بدون این که دچار کمانش و یا شکست شود، تحمل نماید [21]. در شکل (5) می‌توان نمودار بارگذاری اعمالی به نمونه‌ها را مطابق با آیین‌نامه AISC 341-16 ملاحظه نمود.



شکل ۵- نمودار بارگذاری اعمال شده به نمونه‌ها

### ۲-۱- معیار کمانش کلی

پایداری کلی مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از تئوری بار کمانشی اوپلر<sup>۱</sup> به دست می‌آید. با توجه به این که سختی خمشی هسته فولادی در مقایسه با سختی خمشی غلاف عددی ناچیز است، بنابراین در محاسبه بار بحرانی از سختی خمشی هسته فولادی جهت اطمینان صرف نظر می‌شود. در نتیجه داریم:

$$p_{cr} = p_e \approx \frac{\pi^2 E I_{tube}}{(KL)^2} \quad [4] \quad (1)$$

که در این رابطه KL طول مؤثر مهاربند و E و  $I_{tube}$  به ترتیب مدول الاستیک و ممان اینرسی مکانیزم مهارکننده کمانش است. و اتاناب در سال ۱۹۸۸ پیشنهاد داد به منظور پایداری کلی مهاربند باید بار کمانشی اوپلر  $P_e$  از بار تسلیم هسته فولادی  $P_y$  بیش تر باشد. لذا واتاناب جهت مقاصد طراحی این نسبت را با در نظر گرفتن ضریب اطمینان به ۱/۵ افزایش داد [5].

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5. \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $P_y$  نیز از حاصل ضرب تنش تسلیم هسته در سطح مقطع آن به دست می‌آید. اینوا<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۱ در مقاله خود تحت عنوان الزامات سخت‌شوندگی برای مهاربندهای کمانش تاب سعی کرد پارامترهای مؤثر در محاسبه سختی خمشی غلاف را در محاسبات خود لحاظ کند [22]:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1 + \frac{\pi^2 E_B (a+g) D}{2 \sigma_y L_B^2} = \beta \quad (3)$$

در رابطه (۳) ارائه شده توسط اینوا،  $L_B$  و  $\sigma_y$  و D به ترتیب طول، تنش تسلیم غلاف و عمق مکانیزم مهارکننده کمانش هستند. در این رابطه g مقدار فضای خالی و a تغییر شکل جانبی اولیه در

مرکز مهاربند است. رابطه (۳) که با استفاده از مشخصات هندسی و مشخصات مواد مورد استفاده در مهاربند به دست آمده است، نشان می‌دهد در صورتی که نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$  از پارامتر  $\beta$  بزرگ تر باشد، کمانش کلی در مهاربند اتفاق نخواهد افتاد [11].

### ۲-۲- معیار کمانش موضعی

بار بحرانی مربوط به کمانش موضعی هسته فولادی در مدهای بالاتر در محدوده الاستیک، از رابطه زیر به دست می‌آید [4]:

$$p_{cr} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \quad (4)$$

در این رابطه  $\beta$  ثابت فنر توزیع شده و  $E_i$  و  $I_i$  به ترتیب مدول یانگ و ممان اینرسی هسته فولادی است. لذا به منظور جلوگیری از کمانش موضعی هسته فولادی در مدهای بالاتر باید بار بحرانی کمانشی به دست آمده از رابطه (۴) از نیروی تسلیم هسته بیش تر باشد. در رابطه زیر  $A_i$  بیانگر سطح مقطع هسته است [4].

$$p_{cr} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \geq \sigma_y A_i \quad (5)$$

### ۳- معرفی روش جدید استفاده از رولربینگ‌ها در اطراف هسته فولادی

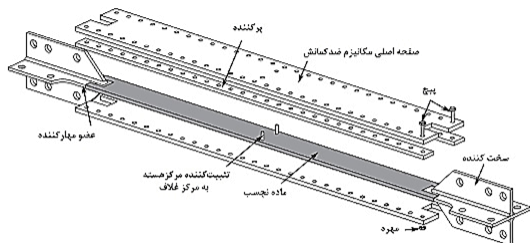
با توجه به شرایط خاص عمل‌آوری ملات و زمان‌بر بودن این روش در مهاربندهای بتنی-فولادی و همچنین احتمال وجود حفره‌های هوا (ناشی از مشکل در ویبره کردن و نیز وجود حباب‌های هوای اتفاقی) در داخل ملات یا بتن محصورکننده، همواره نیاز به یک مهاربندی که هم عملکرد مناسب تحت فشار و کشش داشته باشد و هم از سهولت در نصب و اجرا برخوردار باشد، احساس می‌شود. بنابراین مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی با حذف ملات، زمینه سهولت هرچه بیش تر در نصب و اجرا را فراهم آورده‌اند. از مزایای مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی می‌توان به محاسبات دقیق، شکل‌پذیری بیشتر، حذف ماده پرکننده ملات یا بتن، امکان حذف ماده جداکننده و مونتاژ و دموونتاژ آسان اشاره نمود. در مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی از دو صفحه فولادی برای غلاف، با مقاومت مشخص و سخت‌کننده‌های طولی در صورت لزوم استفاده می‌شود که هم امکان محاسبات دقیق وجود دارد و هم از نصب و اجرای آسان‌تری برخوردار هستند.

در مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی (شکل ۴) ماده جداکننده می‌تواند حذف شده و به جای آن اندکی فضای خالی تعبیه گردد که هسته بتواند به راحتی کرنش‌های اعمالی را

<sup>2</sup> K. Inoue

<sup>1</sup> Euler's buckling load theory

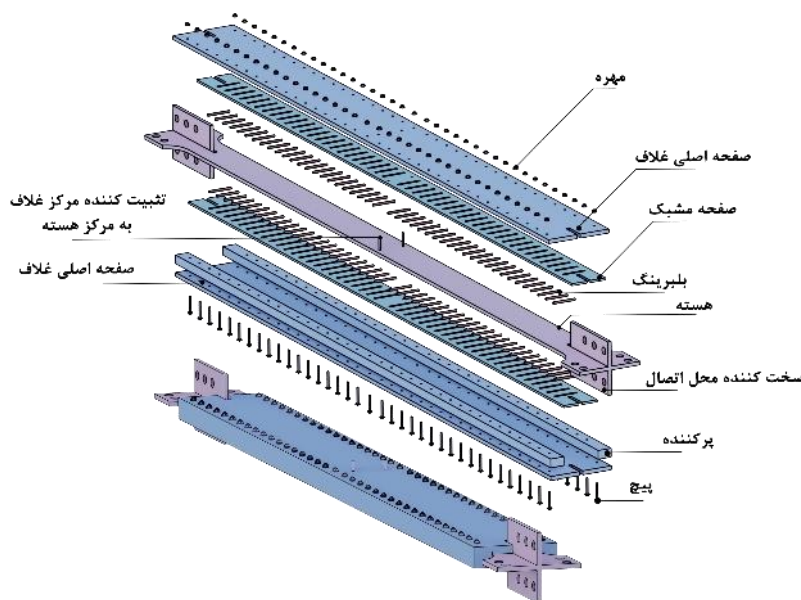
که جزئیات آن را می‌توان در شکل (۶) مشاهده کرد. در روش جدید ارائه شده در این تحقیق، که جزئیات آن در شکل (۷) نشان داده شده است، سعی بر آن شده با قرار دادن صفحات مشبک به همراه رولربرینگ‌ها که تمام فضای خالی آن‌ها را گریس پر کرده، اصطکاک بین هسته و غلاف را به حداقل ممکن رساند.



شکل ۶- مهاربند کمانش تاب تمام فولادی [۲۳]

به صورت یکنواخت تحمل نماید (جهت رعایت اثر پواسون)؛ اما اغلب علاوه بر فضای خالی از پوشش‌های تفلونی نیز بر روی هسته استفاده می‌شود. بنابراین وقتی هسته دچار کمانش موضعی می‌شود، با ایجاد موج‌های کمانشی و تماس با غلاف فولادی، نیروهای اصطکاکی در غلاف ایجاد می‌شود. این نیروهای اصطکاکی ایجاد شده باعث انتقال نیروهای محوری و برشی به غلاف شده و عملکرد کلی مهاربند را تحت تأثیر قرار می‌دهد.

در طی سالیان اخیر محققان با آزمایش‌هایی که انجام دادند، به این نتیجه رسیدند که هرچه نیروهای اصطکاکی کاهش یابد، نیروهای محوری انتقال یافته به غلاف نیز کاهش می‌یابد که علاوه بر بهبود عملکرد مهاربند، احتمال کمانش غلاف قبل از به تسلیم رسیدن هسته مهاربند نیز کم‌تر می‌شود. لذا با استفاده از روش‌هایی مانند روغن کاری و یا استفاده از مواد نجسب مثل تفلون اصطکاک را کاهش می‌دهند



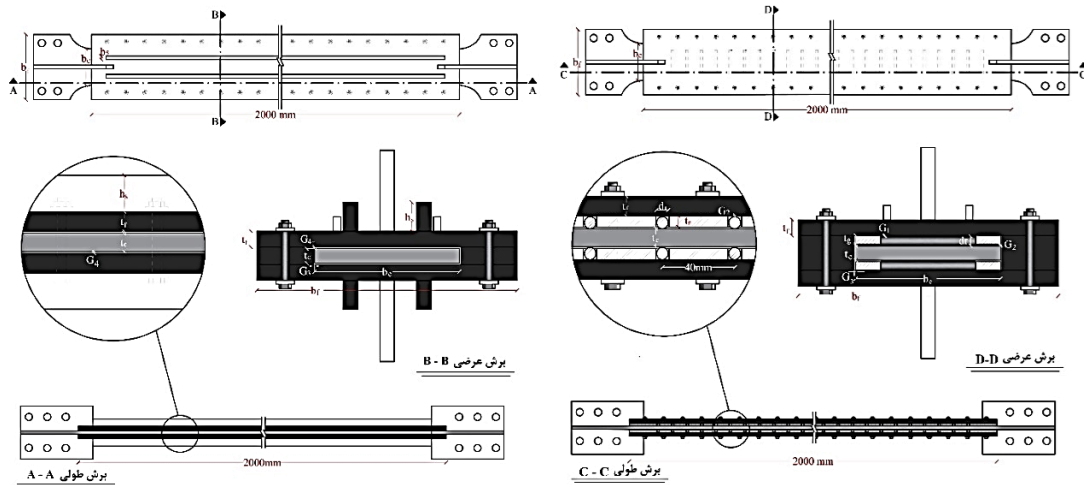
شکل ۷- در پایین تصویر سه بعدی BRB با روش جدید و در بالا اجزای آن نشان داده شده است (نمونه‌های S4 تا S8)

اثر کمانش هسته را تحمل نماید. سپس در صورت رسیدن هسته به مرحله سیلان، تغییر طول قابل ملاحظه‌ای در هسته اتفاق می‌افتد؛ در نتیجه غلتیدن هسته روی رولربرینگ‌ها انجام می‌شود. از آنجایی که در وسط هسته دو عدد بین تثبیت کننده<sup>۱</sup> هسته و غلاف را به هم وصل کرده‌است، بنابراین حرکت غلاف و هسته نسبت به هم، در مرکز صفر بوده و در دو انتها ماکزیمم است؛ به همین علت غلتیدن نیز در دو انتها بیش‌تر اتفاق می‌افتد. چون سطوح تماسی هسته و غلاف مورد نظر پر از گریس هستند، اصطکاک مماسی به حداقل ممکن می‌رسد.

به این صورت که دو صفحه مشبک بین صفحات اصلی غلاف و هسته قرار می‌گیرد. طول این صفحات مشبک با طول صفحات اصلی غلاف برابر بوده ولی عرض کم‌تری دارند. این صفحات به صفحات اصلی غلاف جوشکاری می‌شوند و جایگاهی برای رولربرینگ‌ها هستند. در صفحه مشبک فضاهای خالی مستطیل شکلی در فواصل یکسان جهت قرارگیری رولربرینگ‌ها تعبیه می‌شود که در آن رولربرینگ هم باعث تبدیل اصطکاک لغزشی به اصطکاک غلتشی می‌شود و هم وقتی هسته دچار اعوجاج می‌شود در مرحله اول رولربرینگ می‌تواند نیروی عمودی وارد به غلاف در

<sup>۱</sup> Stopper





شکل ۸: شمای کلی جزئیات BRB

الف: بدون رولربرینگ (نمونه‌های S1 تا S3) - ب: با رولربرینگ (روش جدید- نمونه‌های S4 تا S8)

نماید. همچنین روش ضمنی از دقت بیشتری نسبت به روش صریح برخوردار است و طبیعتاً با افزایش دقت مدل، زمان انجام تحلیل نیز افزایش می‌یابد. در روش‌های غیرارتجاعی نرم‌افزار بعد از هر نمو، سختی سازه را محاسبه می‌کند و نتایج دقیق‌تری نیز به‌دست می‌آید [۲۴]. با توجه به این که بارگذاری چرخه‌ای مشخص شده برای مهاربندهای کمانش‌تاب در آیین‌نامه AISC 341-16 به‌صورت شبه‌استاتیکی است، به‌منظور دقت هر چه بیش‌تر در تحلیل از روش ضمنی غیرارتجاعی استفاده می‌شود که در آن از روش نیوتن-رافسون جهت حل معادلات استفاده شده است.

#### ۴-۱- تشریح نمونه‌ها

هشت نمونه جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفتند. در این میان سه نمونه با توجه به پارامترهای به‌دست‌آمده توسط محققان قبلی مدل‌سازی شده و پنج نمونه دیگر نیز با استفاده از روش پیشنهادی جدید مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته‌اند.

مشخصات سازه‌ای نمونه‌های مدل‌سازی شده در شکل‌های (۸-ب) و (۸-الف) و جدول‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است. همه نمونه‌ها از سطح مقطع هسته  $10 \times 10$  میلی‌متر مربع تشکیل شده‌اند. سخت‌کننده‌های متصل شده به هسته جهت اطمینان از الاستیک بودن رفتار هسته در قسمت‌های انتهایی نیز در ابعاد  $10 \times 10$  میلی‌متر هستند. طول مهاربندهای کمانش‌تاب در تمامی نمونه‌ها ۲ متر فرض شده است. ابعاد صفحه اصلی و سخت‌کننده غلاف یا همان مکانیزم مهارکننده کمانش نیز با توجه

رولربرینگ‌ها در داخل سوراخ‌های مستطیلی شکل دو صفحه مشبک جوش شده به دو صفحه اصلی غلاف قرار می‌گیرند؛ از یک طرف به هسته و از طرف دیگر هم به صفحه اصلی غلاف تکیه دارند. البته فواصل میلی‌متری وجود دارد، اما فقط هر رولربرینگ می‌تواند در محل خود (در داخل سوراخ مستطیل شکل پر از گریس که جایگاه رولربرینگ است) بغلتد و امکان بیرون آمدن از فواصل میلی‌متری وجود ندارد. در طول غلاف پستانک‌هایی جهت تزریق گریس (گریس‌خورها) تعبیه می‌شوند که این تزریق و کنترل پر بودن گریس موجود در داخل غلاف، باید در بازه‌های زمانی مشخص (سالانه و همچنین بعد از هر زلزله) انجام گیرد. صفحه مشبک نیز مطابق جزئیات شکل (۸-ب) توسط جوش به مکانیزم مهارکننده کمانش (غلاف) متصل می‌شود. در نتیجه هسته می‌تواند کرنش‌های غیرخطی بیش‌تری را تحمل نماید. اصولاً جنس فولاد مورد استفاده در رولربرینگ‌ها و صفحه مشبک باید سخت‌تر از فولاد مورد استفاده در هسته باشد؛ در این مدل جهت مقایسه نتایج به‌دست‌آمده با مدل‌سازی‌ها و آزمایش‌های قبلی و ترسیم هرچه صحیح‌تر رفتار غیرارتجاعی، در کلیه اعضای مهاربند، از یک نوع فولاد استفاده شده است.

#### ۴-۲- تحلیل المان محدود

به‌منظور ارزیابی هر چه بهتر و دقیق‌تر رفتار چرخه‌ای و کمانشی مهاربندهای کمانش‌تاب از تحلیل المان محدود تحت نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است که معادلات حاکم را در هر نمو به‌صورت ضمنی تحلیل می‌کند و کاربر می‌تواند میزان نمو در هر مرحله را تعیین کند یا از روش نیوتن-رافسون اصلاح شده استفاده

به در نظر گرفتن مقدار نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$  متغیر است. مشخصات هندسی نمونه‌ها در جدول (۳) مشاهده می‌شود.

جدول ۱- جدول مشخصات سازه‌های هسته و غلاف نمونه‌ها

هسته فولادی	مکانیزم مهارکننده کمانش (غلاف)						نمونه‌ها
	صفحه اصلی			سخت کننده			
	$b_c(mm)$	$t_c(mm)$	$b_f(mm)$	$t_f(mm)$	$b_s(mm)$	$h_s(mm)$	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۰	۱۰	۱۹	S1	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۲	۱۰	۲۰	S2	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۱	۱۰	۲۰	S3	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۹	-	-	S4*	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۲	-	-	S5	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۱	-	-	S6	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۰	-	-	S7	
۱۰۰	۱۰	۱۸۰	۱۰	-	-	S8	

جدول ۲- مشخصات نمونه‌ها ( برحسب mm )

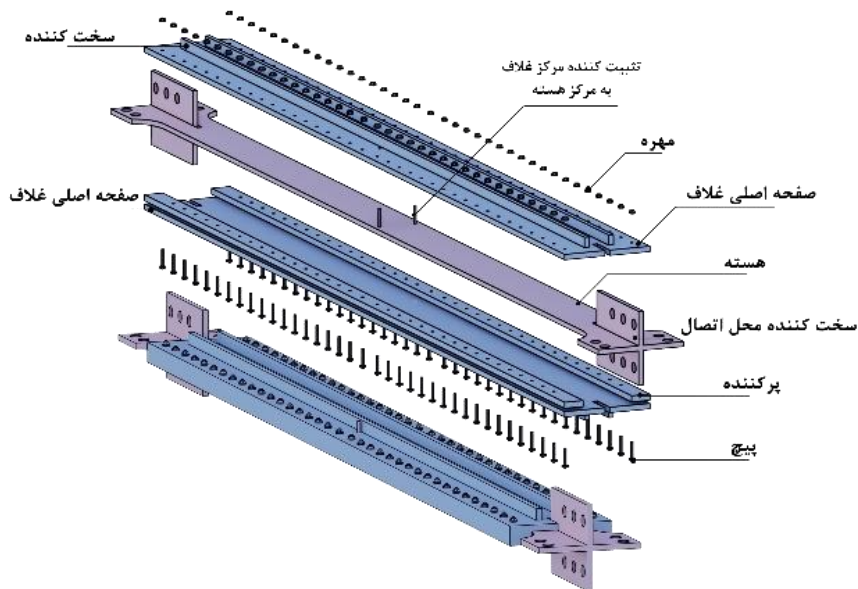
S8	S7	S6	S5	S4*	S3	S2	S1	نمونه‌ها
۶	۶	۶	۶	۶	-	-	-	ضخامت صفحه مشبک tg
۸	۶/۵	۶/۵	۶/۵	۶/۵	-	-	-	قطر رولربرینگ dr
۰/۵	۲	۰/۵	۰	۰/۵	-	-	-	لقی رولربرینگ در جهت ضخامت هسته G1
۲/۵	۲/۵	۱	۰/۵	۱	-	-	-	فاصله هسته از صفحه مشبک G2

\* باید توجه داشت که غلاف نمونه S4 ضعیف‌تر از S6 است که در جداول ۱ و ۲ مشخص شده‌است.

جدول ۳- مشخصات هندسی مربوط به محاسبه نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$  نمونه‌ها

S8	S7	S6	S5	S4	S3	S2	S1	نمونه‌ها
۱۲۶۲۱۰۰	۱۲۶۲۱۰۰	۱۲۵۲۶۸۰	۱۳۷۴۸۴۰	۹۰۳۹۶۰	۱۲۵۶۲۹۳	۱۲۵۴۸۲۷	۹۲۴۷۶۳	$I_r(mm^4)$
۶۲۲۱۹۰	۶۲۲۱۹۰	۶۱۷۵۴۶	۶۷۷۷۶۹	۴۴۵۶۳۴	۶۱۹۳۲۷	۶۱۸۶۰۴	۴۵۵۸۹۰	$P_e(N)$
۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	۳۷۰۰۰۰	$P_y(N)$
۱/۶۸	۱/۶۸	۱/۶۷	۱/۸۳	۱/۲	۱/۶۷	۱/۶۷	۱/۲۳	$\frac{P_e}{P_y}$





شکل ۹- در پایین تصویر سه بعدی BRB تمام فولادی و در بالا اجزای آن نشان داده شده است (نمونه‌های S1 تا S3).

واضح است که سخت‌کننده غلاف، عمود بر صفحه اصلی غلاف و در راستای طولی به آن جوشکاری شده و یکپارچه گردیده است. نمونه‌های S1، S2 و S3 همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است، بدون رولربرینگ هستند. در این سه نمونه از فضای خالی بین غلاف و هسته استفاده شده و گریس خورهای در غلاف تعبیه می‌شود و توسط آن‌ها فضای خالی مذکور با گریس پر می‌شود. ضریب اصطکاک بین هسته و غلاف در این نمونه‌ها ۰/۱ در نظر گرفته شده است. در بقیه نمونه‌ها علاوه بر صفحات مشبک، چون از رولربرینگ هم استفاده شده است، ضریب اصطکاک برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. ضریب اصطکاک در سه نمونه اول با توجه به مطالعات قبلی به دست آمده ۰/۱ در نظر گرفته شده است و در روش جدید پیشنهادی این ضریب ۰/۰۵ لحاظ شده است. این کاهش در ضریب اصطکاک باعث کاهش انتقال نیروهای اصطکاکی تا ۵۷ درصد در نمونه S5 (نسبت به نمونه S2) شده است. ضریب اصطکاک لغزشی بین دو سطح فولادی در حالت روغن‌کاری شده ۰/۱ الی ۰/۰۵ است که در اینجا با استفاده از تحقیق بهزاد رافضی و نادر هویدایی مقدار ۰/۱ در نظر گرفته شده است [۱۱]. حال اگر رولربرینگ‌ها در نظر گرفته شود، اصطکاک لغزشی به اصطکاک غلتشی تبدیل می‌شود. و ضریب اصطکاک حدوداً به یک‌دهم یا کم‌تر کاهش پیدا می‌کند. در این پژوهش برای رعایت احتیاط و عوامل ناشناخته (مثل سفت شدن گریس در هوای سرد)، ضریب اصطکاک فقط به ۰/۵ ضرب شده است یعنی ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است.

ضریب اصطکاک فلز روی فلز در حالت روغن‌کاری شده برابر ۰/۰۷ و برای فولاد روی فولاد در حالت روغن‌کاری شده برابر ۰/۰۶ است که در مراجع مربوط به اصطکاک لغزشی آمده است. در تحقیق نادر هویدایی و بهزاد رافضی [۱۱] این ضریب اصطکاک را با رعایت احتیاط کمی افزایش داده‌اند و یک‌دهم (۰/۱) در نظر گرفته‌اند. در پژوهش پیش رو نیز ضریب اصطکاک برابر یک‌دهم (۰/۱) در نظر گرفته شده است. در حالتی که رولربرینگ قرار داده می‌شود (و مابین دو صفحه فولادی روغن‌کاری شده قرار می‌گیرند و هنگام حرکت این رولربرینگ‌ها مابین دو صفحه می‌غلتنند) اصطکاک بسیار کاهش می‌یابد که در این تحقیق برای رعایت احتیاط فقط به عدد یک‌دهم (۰/۵) ضرب شده است. در نمونه‌های S3 تا S8 صفحات مشبک به وسیله جوشکاری به صفحات اصلی غلاف، متصل شده‌اند. این امر باعث شده است که فاصله دو صفحه اصلی از یکدیگر، نسبت به سه نمونه اول بیش‌تر شود. که این موجب افزایش ممان اینرسی غلاف در این نمونه‌ها شده و در نتیجه نیاز به استفاده از سخت‌کننده‌ها (پشت‌بند) نیست. ضخامت صفحه مشبک ۶ میلی‌متر انتخاب شده است که به صفحه اصلی غلاف توسط جوش متصل می‌شود. رولربرینگ‌ها در سوراخ‌های مستطیلی این صفحه قرار می‌گیرند و تمامی فضاهای خالی با گریس پر می‌گردد. قطر رولربرینگ‌های مورد استفاده و عرض سوراخ‌های مستطیلی صفحه مشبک، باید با هم هم‌خوانی داشته باشند؛ به طوری که عرض سوراخ‌های مستطیلی حدود دو

میلی متر از قطر رولربرینگ‌ها بیشتر باشد. طول رولربرینگ‌ها نیز در تمامی نمونه‌های پیشنهادی برابر با ۶۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

در تحقیق **نادر هویدایی و بهزاد رافضی** [۱۱]، تنش تسلیم ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. لذا در این تحقیق نیز، همین مقدار برای تنش تسلیم انتخاب گردید. فولاد مورد استفاده از نوع  $G40/21 - 350wt$  بوده و دارای تنش تسلیم  $F_u = 570 \text{ Mpa}$ ،  $F_y = 370 \text{ Mpa}$  و مدول الاستیک  $200 \text{ Gpa}$  است. به منظور تعریف محدوده غیرارتجاعی فولاد از سخت‌شوندگی ترکیبی استفاده شده است. بدین منظور با توجه به مطالعات قبلی، درحالت سخت‌شوندگی ایزوتروپیک، یک تغییر ماکزیمم در تنش تسلیم برابر با  $Q_{\infty} = 110 \text{ Mpa}$  و ضریب نرخ  $b = 4$  و در حالت سینماتیک، مدول اولیه سخت‌شوندگی سینماتیک  $C = 8000 \text{ Mpa}$  و ضریب نرخ  $\gamma = 75$  در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به این نکته که برای طول‌های بلند مهاربندهای کمانش‌تاب، کرنش هسته معمولاً بین ۱ الی ۲ درصد در نظر گرفته می‌شود، دریفت طراحی طبقه متناظر با کرنش ۱ درصد لحاظ می‌شود. لذا تغییر مکان متناظر با کرنش ۱ درصد، ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. با توجه به پروتکلی که به منظور بارگذاری چرخه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در آیین‌نامه AISC 341-16 ارائه شده است، مقادیر تغییر مکان‌های بارگذاری چرخه‌ای طبق پروتکل به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\begin{aligned}\Delta_b &= \pm 1.0 \Delta_{by} = \pm 3.7 \text{ mm} \\ \Delta_b &= \pm 0.5 \Delta_{bm} = \pm 10 \text{ mm} \\ \Delta_b &= \pm 1.0 \Delta_{bm} = \pm 20 \text{ mm} \\ \Delta_b &= \pm 1.5 \Delta_{bm} = \pm 30 \text{ mm} \\ \Delta_b &= \pm 2.0 \Delta_{bm} = \pm 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

تمامی عناصر سه‌بعدی و جامد شکل‌پذیر در نظر گرفته شده‌اند. جهت انجام تحلیل شبه‌استاتیکی<sup>۱</sup> بر روی نمونه‌ها از تحلیل استاتیکی جنرال<sup>۲</sup> استفاده می‌شود که در آن افزایش اولیه و بیشینه در طول تحلیل ثابت و برابر با ۰/۲۵ و افزایش کمینه برای گام‌ها نیز برابر با  $1E-7$  در نظر گرفته می‌شود. همچنین می‌توان خروجی‌های مورد نیاز جهت مقایسه نمونه‌ها را در این مازول تعریف نمود. از روش سطح به سطح در تعریف تمامی سطوح تماسی استفاده شده است و به منظور مدل‌سازی جوش در نمونه‌ها از اندرکنش گره استفاده شده است.

همچنین به منظور مشکلاتی که در همگرایی نتایج تحلیل وجود دارد، از پایدارسازی خودکار<sup>۳</sup> در تعریف اندرکنش بین سطوح تماسی استفاده شده و ضریب آن در تمامی نمونه‌ها، ۴-۴E لحاظ شده است.

شرایط مرزی در آیین‌نامه AISC 341-16 برای آزمایش بارگذاری چرخه‌ای در نظر گرفته شده است؛ به این صورت که تغییر شکل‌های محوری در یک طرف مهاربند بسته می‌شود و بارگذاری چرخه‌ای، مطابق با پروتکل ارائه‌شده در آیین‌نامه AISC 346-16، به طرف دیگر مهاربند اعمال می‌شود. تمامی عناصر مهاربندها به صورت مستقل با المان آجری هشت‌گره‌ای با استفاده از یکپارچگی کاهش یافته مش‌بندی شده‌اند. با توجه به این که مش‌بندی‌های ارائه شده توسط **نادر هویدایی و بهزاد رافضی** در سال ۲۰۱۲ مورد تأیید قرار گرفته‌اند، مش‌بندی در مقطع تمامی نمونه‌ها از مدل المان محدود ارائه شده توسط آن‌ها انتخاب شده است [۱۱].

همچنین آنالیز حساسیت مش‌بندی نیز بر روی نمونه‌ها انجام پذیرفته است. بدین ترتیب که جهت به‌دست‌آوردن اندازه مناسب مش‌بندی در تحلیل، اندازه مش‌بندی که در تحلیل نمونه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است، ۱/۲ برابر کاهش و ۲ برابر افزایش داده شده است. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل نمونه‌ها نشان دادند که اختلاف بسیار ناچیزی بین مش‌بندی انتخابی با مش‌بندی‌های درشت‌تر و ریزتر وجود دارد و نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل تحت نرم‌افزار آباکوس مستقل از ابعاد مش‌بندی است. لذا ابعاد انتخابی مش جهت تحلیل نمونه‌ها مناسب است.

#### ۵- ارائه نتایج تحلیل و تفسیر آن‌ها

منحنی‌های هیستریزس برای هر یک از نمونه‌ها به‌دست آورده شده است که در شکل (۱۰) قابل مشاهده است. محور عمودی این منحنی‌ها با استفاده از مجموع نیروهای به‌دست‌آمده از گره‌های انتهایی هسته فولادی محاسبه شده‌اند و محور افقی با تغییر مکان اعمالی طبق پروتکل آیین‌نامه AISC 341-16 متناظر هستند. همان‌طور که در نمودارهای شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، منحنی‌های هیستریزس در همه نمونه‌ها به غیر از نمونه‌هایی که دچار کمانش کلی می‌شوند، دارای تقارن هستند و رفتار چرخه‌ای مطلوبی از خود نشان می‌دهند. سطح زیر منحنی نمودار هیستریزس نشان‌دهنده میزان اتلاف انرژی است. با مقایسه

<sup>3</sup> Automatic Stabilization

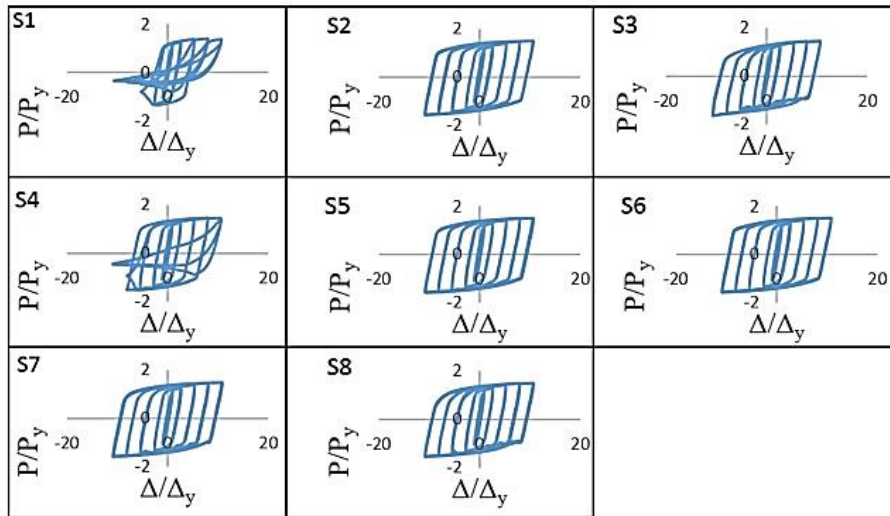
<sup>1</sup> General static analysis

<sup>2</sup> Quasi- static analysis



منحنی‌های هیستریزیس به دست آمده از نمونه‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که اتلاف انرژی یا به عبارت دیگر سطح زیر منحنی

نمودار هیستریزیس در نمونه S4، افزایش قابل توجهی (بیش تر از دو برابر) نسبت به نمونه S1 نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- منحنی‌های هیستریزیس به دست آمده از نمونه‌ها

روش جدید استفاده از رولربینگ‌ها در اطراف هسته در حالت کلی برای نمونه‌هایی که دچار کماتش کلی نمی‌شوند، عملکرد کلی مهاربند را  $\frac{2}{3}$  الی  $\frac{4}{2}$  درصد بهبود می‌بخشد. مهم‌ترین مزیت ایجاد شده در سیستم جدید این است که اصطکاک بسیار کاهش یافته و در نتیجه نیروهای محوری منتقل شده به غلاف به حداقل رسیده و احتمال کماتش کلی سیستم مهاربند بسیار کاهش می‌یابد. همچنین کماتش‌های موضعی هسته با تنظیم فاصله بین رولربینگ‌ها و هسته تا حدودی قابل تنظیم خواهد بود. ضریب اصطکاک در سه نمونه اول با توجه به مطالعات قبلی به دست آمده  $\frac{0}{1}$  در نظر گرفته شده است و در روش جدید پیشنهادی این ضریب  $\frac{0}{0.5}$  لحاظ شده است. این کاهش در ضریب اصطکاک باعث کاهش انتقال نیروهای اصطکاکی تا ۵۷ درصد در نمونه S5 (نسبت به نمونه S2) شده است.

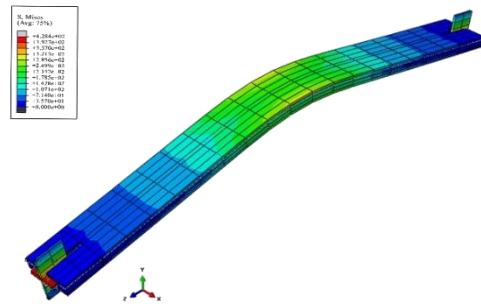
همان‌طور که ذکر شد، ضریب اصطکاک لغزشی بین دو سطح فولادی در حالت روغن کاری شده  $\frac{0}{1}$  الی  $\frac{0}{0.5}$  است که در اینجا با استفاده از تحقیق بهزاد رافضی و نادر هویدایی مقدار  $\frac{0}{1}$  در نظر گرفته شده است [۱۱]. حال اگر رولربینگ‌ها در نظر گرفته شود اصطکاک لغزشی به اصطکاک غلتشی تبدیل می‌شود و ضریب اصطکاک حدوداً به یک‌دهم یا کم‌تر کاهش پیدا می‌کند. یعنی اگر مقدار ضریب اصطکاک در نظر گرفته شده برای حالت لغزشی را بخواهیم به ضریب اصطکاک در حالت غلتشی تبدیل

کنیم، عدد آن را بایستی در عدد  $\frac{0}{1}$  یا حتی عددی بزرگ‌تر ضرب نماییم. در این پژوهش برای رعایت احتیاط و عوامل ناشناخته (مثل سفت شدن گریس در هوای سرد)، ضریب اصطکاک فقط به  $\frac{0}{5}$  ضرب شده است (نصف گردیده است) یعنی  $\frac{0}{0.5}$  در نظر گرفته شده است.

کمانش کلی مهاربندهای کمانش تاب به نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$  وابسته است. با توجه به تحقیقاتی که محققان در این زمینه انجام داده‌اند، در مهاربندهای کمانش تاب باید رابطه  $\frac{P_e}{P_y} \geq 1.4$  برقرار باشد. از میان همه نمونه‌ها، نمونه‌های S1 و S4 دارای نسبتی کم‌تر از  $\frac{1}{4}$  هستند. این نمونه‌ها مطابق انتظار در طی بارگذاری‌های چرخه‌ای دچار کماتش کلی می‌شوند، درحالی‌که در بقیه نمونه‌ها غلاف دچار کماتش کلی نشده و نیروهای وارد به غلاف در محدوده الاستیک باقی می‌ماند. کمانش کلی نمونه S1 اولین بار در سیکل پنجم بارگذاری چرخه‌ای اتفاق می‌افتد. در صورتی که در نمونه S4 اولین کمانش کلی در سیکل هشتم بارگذاری چرخه‌ای است. این بدان معنی است که در روش پیشنهادی جدید نیروهای وارد به غلاف کاهش می‌یابد. شکل (۱۱) تغییر شکل هسته را در کمانش کلی نمونه S4 نشان می‌دهد.

اعوجاج وارد می‌شود، در نمونه‌های S1 و S4 بیش‌تر از سایر نمونه‌ها است. به این دلیل که نمونه‌های مذکور دچار کمناش کلی شده و طبیعتاً نیروی محوری منتقل شده به غلاف در آن‌ها از سایر نمونه‌ها بیش‌تر خواهد بود. در نمونه‌هایی که توسط روش پیشنهادی جدید مدل‌سازی شده‌اند به‌علت این که هسته بر روی رولربرینگ‌ها می‌غلند، در نتیجه نیروهای محوری انتقالی به غلاف نسبت به نمونه‌های قبلی به‌صورت محسوسی کاهش می‌یابد.

از لحاظ ضخامت صفحات اصلی غلاف S2 با S5 (با ضخامت ۱۲ میلی‌متر) و نمونه‌های S3 با S6 (با ضخامت ۱۱ میلی‌متر) قابل مقایسه است. در نمونه‌های S7 و S8 هرچند که ضخامت صفحات اصلی غلاف کاهش یافته است (ضخامت ۱۰ میلی‌متر) ولی به‌علت وجود صفحات مشبک فاصله این دو صفحه اصلی بیش‌تر شده و ممان اینرسی افزایش یافته و در نتیجه نسبت  $\frac{P_e}{P_y}$  مناسب بوده و کمناش کلی اتفاق نیفتاده است. بنابراین S7 و S8 قابل مقایسه با S3 هستند. مقدار کاهش انتقال نیروهای اصطکاکی به غلاف در نمونه S5 نسبت به نمونه S2 برابر ۵۷ درصد، در نمونه S6 نسبت به نمونه S3 برابر ۶۳ درصد و در نمونه‌های S7 و S8 نسبت به نمونه S3 به‌ترتیب برابر ۴۵ و ۵۵ درصد است. بنابراین در حالت کلی، در صورتی که فاصله رولربرینگ‌ها با هسته به حداقل ممکن برسد، نیروهای اصطکاکی وارده به غلاف را می‌توان با استفاده از روش جدید تا ۶۳ درصد کاهش داد.

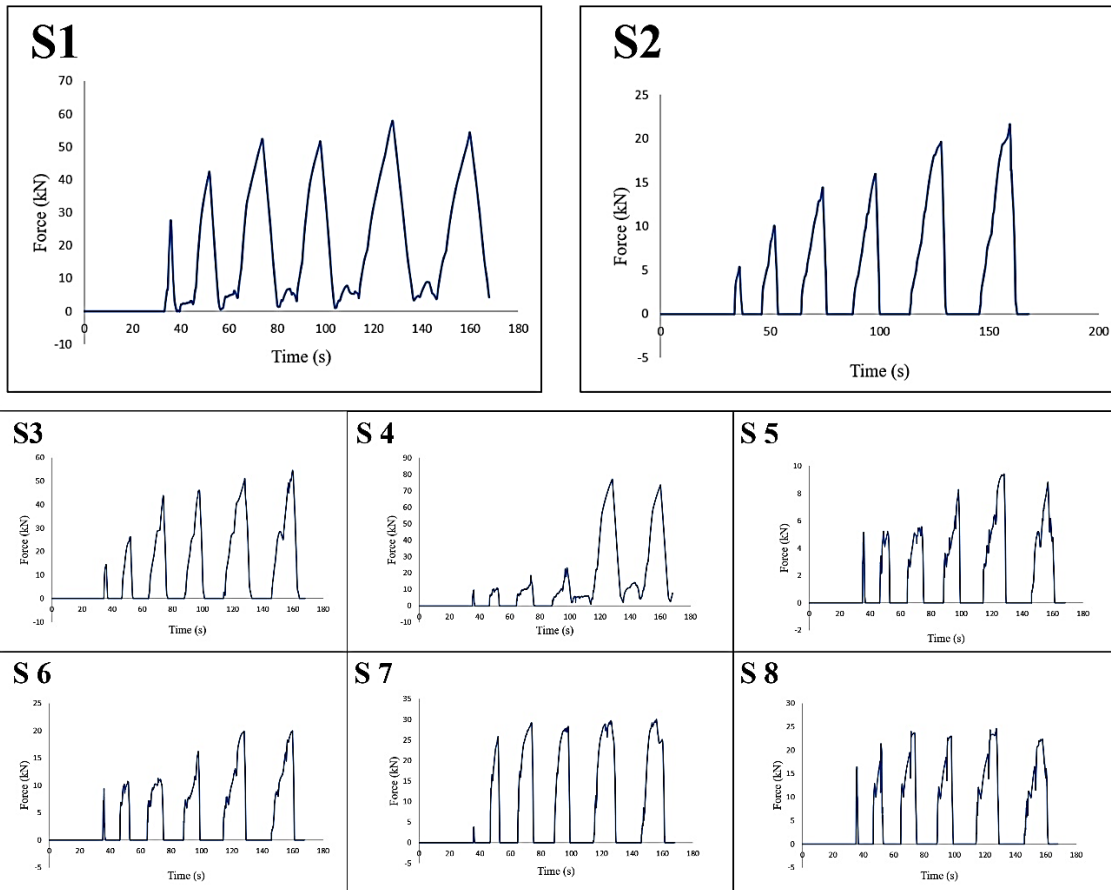


شکل ۱۱- تغییرشکل هسته در کمناش کلی سیستم‌مهاربند در نمونه S4

نمودار ماکزیمم نیروهای اصطکاکی ایجادشده در غلاف در طول بارگذاری چرخه‌ای، برای تمامی نمونه‌ها در شکل (۱۲) قابل مشاهده است. همان‌طور که در شکل (۱۳) قابل‌ملاحظه است، هسته تحت نیروهای فشاری به‌وجودآمده دچار اعوجاج می‌شود که در تماس با غلاف باعث ایجاد نیروهای اصطکاکی می‌گردد. در واقع این نیروهای به‌وجودآمده در غلاف (به هنگام اعوجاج هسته)، باعث ایجاد نیروهای محوری در غلاف می‌شوند. مقادیر عددی ماکزیمم نیروهای اصطکاکی ایجادشده در غلاف در طول بارگذاری چرخه‌ای محاسبه شده است که در جدول (۴) قابل‌مشاهده است. واضح است وقتی هسته تحت کشش قرار می‌گیرد، نیروهای اصطکاکی به‌وجود نخواهد آمد. ماکزیمم نیروی وارده به غلاف در تمام نمونه‌ها، عمدتاً در دو سیکل آخر بارگذاری رخ می‌دهد. ماکزیمم نیرویی که توسط هسته به غلاف به هنگام

جدول ۴- نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل نمونه‌ها

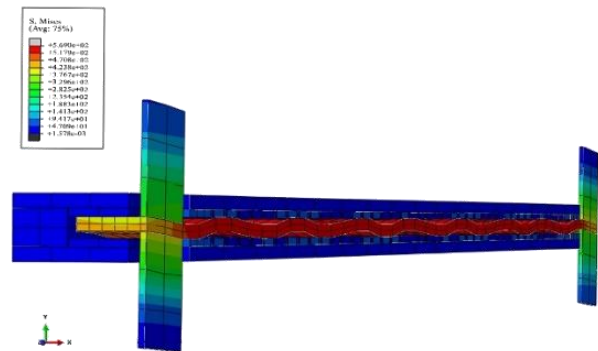
S8	S7	S6	S5	S4	S3	S2	S1*	نمونه‌ها
۲۳۴/۰۹	۲۳۴	۲۴۰/۹۶	۲۴۱/۳	۱۶۷/۶۵	۲۲۴/۶۶	۲۳۵/۴۱	۷۹/۳۸	سطح زیر نمودار منحنی هیستریزس (انرژی جذب‌شده) (kN-m)
۲/۱۲	۲/۶۲	۱/۳۶	۰/۷	۰/۶	۷/۳	۲/۷۷	۰/۳	اتلاف انرژی ناشی از اصطکاک (kN-m)
۲۴/۵	۳۰	۱۹/۹	۹/۴	۷۷/۱	۵۴/۵	۲۱/۷	۵۷/۹	ماکزیمم نیروهای اصطکاکی ایجادشده (kN)



شکل ۱۲- نمودار ماکزیمم نیروهای اصطکاکی ایجادشده در غلاف در طول بارگذاری چرخه‌ای

هر چه بیش‌تر اصطکاک در این نوع مهاربندها فراهم شود. در روش جدید پیشنهادی، هسته فولادی توسط صفحات مشبک الحاقی و رولربرینگ‌ها احاطه شده و کلیه فضاهای خالی (فضای بین دو صفحه مشبک و هسته و فضای اطراف رولربرینگ‌ها در داخل سوراخ‌های مستطیلی) با گریس پر شده‌اند. هشت نمونه مهاربند کامانش‌تاب تمام‌فولادی مورد بررسی قرار گرفته‌اند که از این هشت نمونه، سه نمونه مهاربند کامانش‌تاب تمام‌فولادی معمولی و پنج نمونه مطابق روش جدید دارای صفحات مشبک و رولربرینگ‌ها هستند. تحلیل اجزاء محدود غیرارتجاعی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس بر روی همه نمونه‌ها صورت گرفته است و تمامی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مطابق با آیین‌نامه AISC 341-16 قرار گرفته‌اند. منحنی هیستریزس برای هرکدام از نمونه‌ها ترسیم شده است. نتایجی که از تحلیل اجزاء محدود این نمونه‌ها به‌دست آمده است عبارتند از:

در مهاربندهای کامانش‌تاب نوع جدید، نیروهای وارد به غلاف به‌صورت چشم‌گیری کاهش می‌یابد. به‌عبارت دیگر، در نمونه‌های جدید از انتقال نیروهای اصطکاکی به غلاف کاسته



شکل ۱۳- نحوه اعوجاج سینوسی هسته در راستای ضخامت در

نمونه S7

### ۶- نتیجه‌گیری

مهاربندهای کامانش‌تاب تمام‌فولادی نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی به‌شمار می‌روند که تحت اثر نیروهای فشاری و کششی، رفتار مقارنی از خود نشان می‌دهند. میزان اصطکاک بین هسته و مکانیزم مهارکننده کامانش (غلاف) یکی از عواملی است که در عملکرد مهاربندهای کامانش‌تاب تمام‌فولادی تأثیرگذار است. در این مقاله سعی شده است با ارائه روشی جدید موجبات کاهش

می‌شود. به این صورت که در مرحله اول رولبرینگ‌ها نیروهای عمودی ناشی از کمانش سینوسی هسته را به صفحات اصلی غلاف انتقال می‌دهند. سپس در تداوم تغییر مکان‌ها، غلتیدن روی رولبرینگ‌ها باعث می‌شود که نیروهای اصطکاکی وارد به غلاف کاهش چشم‌گیری داشته باشند. نیروهای اصطکاکی وارد به غلاف در نمونه‌های S5، S6، S7 و S8 که از نمونه‌های با رولبرینگ هستند، نسبت به نمونه‌های مشابه بدون رولبرینگ به ترتیب ذیل کاهش می‌یابد: در نمونه S5 نسبت به نمونه مشابه S2 برابر ۵۷ درصد و در نمونه‌های S6، S7 و S8 نسبت به نمونه S3 به ترتیب برابر ۶۳، ۴۵ و ۵۵ درصد کاهش می‌یابد.

در نمونه‌های مدل‌سازی شده توسط مطالعات قبلی، وقتی هسته فولادی تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد، اعوجاج هسته در قسمت‌های انتهایی مهاربند شدیدتر است. به این دلیل که وقتی هسته با غلاف برخورد می‌کند، اصطکاک ایجاد شده بین هسته و غلاف، مانع از انتقال یکنواخت موج‌های کمانشی در طول هسته می‌شود و احتمال کمانش کلی مهاربند قبل از به تسلیم رسیدن هسته افزایش می‌یابد. همچنین تنش‌ها در طول هسته به صورت یکنواخت توزیع نمی‌شوند. ولی در نمونه‌های جدید پیشنهادی، هسته با غلتیدن روی رولبرینگ‌ها، موج‌های کمانشی ایجاد شده را در طول خود پخش می‌کند. به عبارت دیگر هسته در نمونه‌های جدید تغییر شکل‌های غیرخطی بیش‌تر و یکنواختی را تحمل می‌کند. همچنین با استفاده از این روش از تجمع موج‌های کمانشی در قسمت‌های انتهایی هسته کاسته می‌شود.

به منظور محدود کردن دامنه اعوجاج سینوسی هسته در طول مهاربند، تفاضل بین ضخامت صفحه مشبک و قطر رولبرینگ‌ها در حدود ۰/۵ میلی‌متر مناسب است (یعنی قطر رولبرینگ ۰/۵ میلی‌متر بیش‌تر بوده و به عبارت دیگر رولبرینگ‌ها ۰/۵ میلی‌متر بیرون‌زدگی دارند). همچنین فاصله بهینه بین رولبرینگ‌ها و هسته فولادی، صفر (در نمونه S5) الی ۰/۵ میلی‌متر (در نمونه S6) پیشنهاد می‌شود (به طوری که ملاحظه شد در نمونه‌های S5 و S6 نسبت به نمونه‌های S7 و S8 کاهش بیش‌تری در اصطکاک رخ داده است).

اتلاف انرژی در نمونه‌های مدل‌سازی شده با روش جدید نسبت به نمونه‌های قبلی به دست آمده، افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر سطح زیر منحنی هسته‌ریزی در نمونه‌های جدید در مجموع سیکل‌های بارگذاری چرخه‌ای از مساحت بیش‌تری برخوردار است.

از معایب سیستم پیشنهادی، گران بودن هزینه اجرای آن است. ولی استفاده از آن در ساختمان‌های حساس و با اهمیت زیاد مانند مراکز امداد رسانی، اتاق کنترل در پتروشیمی‌ها، ساختمان بانک مرکزی و... توجیه اقتصادی دارد.

مزایای روش پیشنهادی: در این تحقیق قطر رولبرینگ‌ها ۶/۵ میلی‌متر و ضخامت صفحه مشبک (که مقر این رولبرینگ‌ها است) برابر ۶ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. لذا اگر بیرون‌آمدگی رولبرینگ‌ها را با فاصله آزاد دو طرف هسته برابر بگیریم، رولبرینگ‌ها به هسته تکیه می‌کنند و در عین حال فاصله اطراف هسته نیز همچنان وجود دارد که در اینجا پر از گریس است. یعنی غلاف روی هسته می‌تواند از لحاظ بعد عمود بر محور طولی نیز بدون حرکت باشد. از طرف دیگر وقتی که لغزش هسته نسبت به غلاف، به غلتش این رولبرینگ‌ها تبدیل می‌شود اصطکاک بسیار کاهش می‌یابد.

در این روش هسته اعوجاج کم‌تری خواهد داشت زیرا به علت وجود رولبرینگ‌ها، که در طول هسته مانند تکیه‌گاه عمل می‌کنند، طول آزاد آن کاهش می‌یابد. از طرفی به علت کم بودن فاصله رولبرینگ‌ها، در صورت اعوجاج نیز، مقدار آن بسیار کم خواهد بود.

#### ۷- پیشنهادها

با توجه به عملکرد مطلوب نمونه‌های مدل‌سازی شده با استفاده از روش جدید، آزمایش‌های علمی در مقیاس‌های واقعی می‌تواند صحت نتایج به دست آمده را راستی‌یابی نماید.

#### ۸- تقدیر و تشکر

این مقاله از پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مصوب و دفاع شده در دانشگاه شهید مدنی آذربایجان استخراج شده است. بدین وسیله از زحمات مشاورین محترم این پایان‌نامه، آقایان دکتر عبدالحسین فلاحی و دکتر نادر هویدایی که در ارتقای کیفی این پژوهش مؤثر بوده‌اند، تشکر و قدردانی می‌شود.



- Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 19(1), pp. 239-256, (2020).
- [14] Zhou, Y., Shao, H., Cao, Y. and Lui, E.M., "Application of buckling-restrained braces to earthquake-resistant design of buildings: A review", *Journal of Engineering Structures*, 112991, p. 246, (2021).
- [15] Chigoi, A. C., Rahgozar, M.A. and Izadinia, M., "Seismic Performance of Three-core Buckling-Restrained Braces An Experimental Investigation", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(1), pp. 157-167, (2022).
- [16] Qiu, C., Cheng, L., & Du, X. "Performance-based plastic design of multi-story hybrid braced frames with buckling-restrained braces and shape memory alloy braces." *Journal of Constructional Steel Research* 198, 107576, (2022).
- [17] Ullah, R., Vafaei, M., Alih, S. C., & Waheed, A. "A review of buckling-restrained braced frames for seismic protection of structures." *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 103203, (2022).
- [18] Kazemi, F., and R., Jankowski. "Seismic performance evaluation of steel buckling-restrained braced frames including SMA materials." *Journal of Constructional Steel Research* 201, 107750, (2023).
- [19] Zhang, C., S. Zong, Z. Sui, and X. Guo. "Seismic performance of steel braced frames with innovative assembled self-centering buckling restrained braces with variable post-yield stiffness." *Journal of Building Engineering* 64, 105667, (2023).
- [20] Usami, T., Ge, H., and Luo, X., "Experimental and analytical study on high-performance buckling restrained brace dampers for bridge engineering", *Proceeding of 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, October 15-16, (2009).
- [21] AISC 341-16 (American Institute of Steel Construction). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago, IL; (2010).
- [22] Inoue, K., Sawaizumi, S. and Higashibata, Y., "Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels", *Journal of structural engineering*, 127(6), pp. 712-719, (2001).
- [23] Wang, C.-L., Usami, T., and Funayama, J., "Evaluating the influence of stoppers on the low-cycle fatigue properties of high-performance buckling-restrained braces", *Journal of Engineering Structures*, 41, pp. 167-176, (2012).
- [24] ABAQUS. Standard Documentation version 6.10. Pawtucket, RI Timoshenko, S., (1976), "Strength of Materials, Part II, Advanced Theory and Problems," Third ed., Krieger Publishing Company, Florida, pp. 121-132.
- [1] Uang, C.-M. and Nakashima, M. "Steel buckling-restrained braced frames", *Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based engineering*, 4(2), pp. 20-134, CRC press, Boca Raton, (2004).
- [2] Sabelli, R. and Lopez, W. "Design of buckling-restrained braced frames", *Modern Steel Construction*, 44(3), pp. 67-74, (2004).
- [3] Ko, E., Kimura, I., Clark, P., Aiken, I. and Kasai, K., "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices", in *Proceedings, 68th annual convention*, Santa Barbara, CALIFORNIA, SEAOC Structural engineers association of California, October (1999).
- [4] Black, C., Aiken, I.D. and Makris, N. "Component testing, stability analysis, and characterization of buckling-restrained unbonded braces" (TM). *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Report No. PEER 2002/08, Univ. of California, Berkeley, CA, (2002).
- [5] Watanabe, A., Hitomi, Y., Yaeki, E., Wada, A. and Fujimoto, M. "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", in *Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering*, pp. 719\_24, (1988).
- [6] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, 25(5), pp. 655-666, (2003).
- [7] Iwata, M. "Applications-design of buckling restrained braces in Japan", in *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Canadian Association for Earthquake Engineering (CAEE) Vancouver, Canada, pn. 3208 (2004).
- [8] Xie, Q., "State of the art of buckling-restrained braces in Asia", *Journal of constructional steel research*, 61(6), pp. 727-748, (2005).
- [9] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R. and DeVall, R. "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems" *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp. 183-198, (2006).
- [10] Korzekwa, A. and R. Tremblay, "Numerical simulation of the cyclic inelastic behaviour of buckling restrained braces", in *Behaviour of steel structures in seismic areas*, CRC Press, pp. 671-676, (2009).
- [11] Hoveidae, N. and Rafezy, B. "Overall buckling behavior of all-steel buckling restrained braces", *Journal of constructional steel research*, 79, pp. 151-158, (2012).
- [۱۲] شروانی تبار، بهمن و جنگ آرا، جعفر، ۱۳۹۴، به حداقل رسانی نیروهای ناشی از اصطکاک و اعوجاج هسته در مهاربندهای کمانش ناپذیر، دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، تبریز.
- [13] Jiang, T., Dai, J., Yang, Y., Liu, Y. and Bai, W., "Study of a new-type of steel buckling-restrained brace",





http://journaliss.ir

# اثرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی نامنظم هندسی در پلان جداسازی شده پایه با جداگرهای لاستیکی هسته سربی

میشم محبوبی نیازمندی<sup>۱\*</sup>، محمد بخشنده<sup>۲</sup>

۱- دانش‌آموخته دکترای ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۲- مدرس، دانشکده مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی مهرآیین بندرانزلی، گیلان، ایران

۳- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، شیمی، محیط زیست و مصالح، دانشگاه بولونیا، بولونیا، ایتالیا

\*بندرانزلی، گیلان، صندوق پستی ۴۴۱۴۶-۴۳۹۵۷، m.mahboubi@sutech.ac.ir

## چکیده

هدف اصلی مقاله حاضر بررسی تأثیر اندرکنش خاک-سازه (SSI) بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی لغزشی نامنظم هندسی در پلان جداسازی شده با جداگرهای لاستیکی هسته سربی (LRB) است. به همین منظور با مدل‌سازی عددی سازه‌ها به روش اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS، رفتار آن‌ها تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی ارزیابی شد. تأثیر نامنظمی و تعداد طبقات سازه، خصوصیات خاک و جداسازی و صلبیت پی بر پاسخ سازه‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. برای بررسی اثرات نامنظمی و تعداد طبقات سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ مدلی سازی شدند. برای بررسی اثرات SSI و نوع خاک، سازه‌های ۵ طبقه دارای نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ واقع بر سه نوع خاک نرم، متوسط (با سختی متوسط) و سخت مدل‌سازی شدند. جهت تعیین اثرات جداسازی سازه و صلبیت پی، سازه‌های ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج پاسخ جابه‌جایی و شتاب سازه‌ها نشان داد که تعداد طبقات و نامنظمی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های جداسازی شده دارد. افزایش تعداد طبقات و افزایش نامنظمی، هر یک باعث کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی طبقات می‌شوند. در نظر گرفتن SSI منجر به تأثیر معنادار نوع خاک بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های جداسازی شده می‌گردد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که در سازه‌های با و بدون جداگر LRB واقع بر پی صلب، اثر جداسازی بر پاسخ دینامیکی سازه ناچیز است.

## واژگان کلیدی

اندرکنش خاک-سازه (SSI)، سازه‌های فولادی لغزشی نامنظم، تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، جداگر لرزه‌ای LRB، روش اجزای محدود

## The Effects of Soil-Structure Interaction on the Seismic Behavior of Geometrically Irregular Steel Structures in Base-Isolated Plan with Lead Rubber Bearing Isolators

M. Mahboubi Niazmandi<sup>1,2\*</sup>, M. Bakhshandeh<sup>3</sup>

### Abstract

The present paper aimed to evaluate the effects of soil-structure interaction (SSI) on the seismic behavior of base-isolated geometrically irregular steel sliding structures equipped with lead rubber bearing (LRB) isolators. To this aim, the behavior of the irregular system under nonlinear time-history dynamic analysis was assessed using numerical modeling based on the finite element method in ABAQUS. The study considered various factors including irregularity, number of structure floors, soil properties, isolation, and foundation stiffness to analyze their impact on the response of the structures. 3-, 5-, and 7-story structures with 20% and 40% irregularity were modeled to investigate the effects of irregularity and the number of floors. Additionally, models of five-story structures were used to study the impacts of soil-structure interaction (SSI) on three different types of soil: soft, medium, and hard. The results of the study demonstrated that the number of floors and the structure's irregularity have a significant impact on the seismic response of the structure in terms of displacement and acceleration. As the number of floors and irregularity increase, the maximum displacement response of the structure's floors decreases. The study also highlighted the substantial influence of soil type on the seismic response of isolated structures when considering the effects of SSI. Furthermore, the findings indicated that the presence of isolators on rigid foundations had a negligible effect on the dynamic response of the structures, compared to structures without isolators.

### Keywords

Soil-structure interaction (SSI), Irregular steel sliding structures, Nonlinear time history analysis, Lead-rubber bearing (LRB) isolator, Finite element method (FEM)



## ۱- مقدمه

یکی از نکات مهم در طراحی سازه‌ها، مقاومت حداکثری آن‌ها در طول دوران بهره‌برداری در برابر بارهای جانبی شدید نظیر زلزله است. به‌طورکلی، برای مقابله با اثرات مخرب نیروی زلزله بر روی سازه‌ها دو روش اساسی پیشنهاد شده است. در روش اول که جزء تکنیک‌های قدیمی‌تر به‌شمار می‌رود، با استفاده از سیستم‌های مقاوم جانبی نظیر قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی‌شده، دیوارهای برشی و مواردی از این دست، ظرفیت لرزه‌ای سازه افزایش داده می‌شود [۱]. اکثر این روش‌ها بر این فرض استوارند که نیروی جانبی ناشی از زلزله از طریق پی به اسکلت سازه منتقل شده و سپس این نیرو در میان المان‌های خاصی که برای این منظور در سازه تعبیه شده است، توزیع و توسط آن‌ها تحمل می‌گردد [۲]. در طی دو دهه اخیر، مقررات طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با فرض رفتار غیرالاستیک سازه‌ها در برابر وقایع بزرگ زلزله تنظیم شده است. با این فرض، دستیابی به رفتار شکل‌پذیرتر سازه‌ها با آسیب قابل‌توجه در برابر چنین زلزله‌هایی امکان‌پذیر گردیده است [۳] در سال‌های اخیر، استفاده از روش‌های جدید مبتنی بر سیستم‌های کنترل فعال و غیرفعال برای مقاوم‌سازی و محافظت از سازه‌ها در برابر اثرات مخرب زلزله توسعه چشم‌گیری یافته است [۴]. بدون شک یکی از ایده‌های عالی برای این منظور، روش جداسازی سازه از پایه است که یک سیستم سازه‌ای انعطاف‌پذیر و مطلوب را از نظر بهسازی در برابر زلزله ایجاد می‌کند [۵]. این روش در واقع نصب سیستمی است که سازه و سایر متعلقات آن را از حرکات لرزه‌ای مخرب زمین جدا می‌سازد. این عمل با افزایش انعطاف‌پذیری سیستم به همراه فراهم نمودن میرایی مناسب حاصل می‌شود [۶]. علاوه بر این، سازه‌های جداسازی‌شده از پایه<sup>۱</sup> به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای انرژی زلزله را جذب می‌کنند [۷]. تاکنون سیستم‌های جداساز لرزه‌ای مختلفی جهت جداسازی حرکت زمین در پی سازه‌ها توسعه یافته‌اند که اساس بیش‌تر آن‌ها بر دو نوع لغزشی و لاستیکی استوار است [۸]. جداگر لاستیکی هسته سربی<sup>۲</sup> (LRB) یکی از مطلوب‌ترین سیستم‌های مستهلک‌کننده انرژی به‌شمار می‌رود که به‌منظور کنترل ارتعاشات سازه‌ای و کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زمین‌لرزه‌های شدید توسعه زیادی یافته است [۹]. تأثیر اصلی استفاده از LRB، افزایش پریود (زمان تناوب) و میرایی سازه

می‌باشد که این پدیده معمولاً منجر به کاهش پاسخ سازه می‌گردد. کاربرد این سیستم در سازه‌ها موجب جلوگیری از ورود بخش عظیمی از نیروی زلزله به روسازه شده و کاهش هم‌زمان شتاب‌های پایه طبقات و همچنین دریافت (جابه‌جایی نسبی) بین طبقات را به همراه دارد [۱۰].

مستندات و شواهد فراوان موجود در گذشته گواه این مطلب بوده‌اند که محیط خاکی زیرین سازه‌ها و پدیده اندرکنش خاک-سازه<sup>۳</sup> (SSI) در هنگام وقوع زلزله، موجب افزایش نیروهای لرزه‌ای وارد بر بعضی سازه‌ها شده و در موارد بسیاری به‌عنوان یک عامل ثانویه، منجر به تخریب و فروریزش کل سازه گردیده است [۱۱]. اثرات SSI اختلافات پاسخ سازه در حالتی که این پاسخ با فرض برابری حرکت پی سازه با حرکت میدان آزاد زمین محاسبه شده است را نسبت به پاسخ سازه با در نظر گرفتن حرکت اصلاح‌شده یا واقعی پی نشان می‌دهد. این اختلافات به مشخصه‌های حرکت میدان آزاد زمین به‌علاوه خصوصیات سازه و تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر (خاک مجاور و زیر پی) وابسته است [۱۲]. به‌عنوان یک نظریه کلی، SSI منجر به کاهش فرکانس غالب پاسخ سازه و تغییر در میزان انرژی مستهلک‌شده ناشی از زلزله می‌گردد [۱۳]. بنا بر نظر بسیاری از محققین، SSI می‌تواند در حرکات لرزه‌ای سازه مفید واقع شود و وقوع این پدیده به‌عنوان یک عامل میراکننده، نیروهای وارده به سازه را کاهش دهد و نقش مهمی را در پاسخ لرزه‌ای سازه ایفا نماید [۱۱ و ۱۴]. با این حال، به‌علت تصور محافظه‌کارانه بودن تأثیر انعطاف‌پذیری پی در فرآیند طراحی و تحلیل سازه‌ها، کم‌تر به این موضوع توجه جدی می‌شود [۱۵]. از همین رو اثرات SSI اغلب در برآورد پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها لحاظ نشده و در تحلیل‌های مختلف لرزه‌ای، خاک زیر پی صلب فرض می‌شود [۱۶]. در این حالت پاسخ سازه تنها متأثر از خصوصیات دینامیکی خود سازه بوده و انعطاف‌پذیری خاک، تأثیری در پاسخ سازه ندارد. با این حال در واقعیت، پاسخ سازه متأثر از خواص دینامیکی خاک، پی و سازه می‌باشد که با فرض صلب بودن خاک زیر پی در تناقض است [۱۷]. SSI در اثر عبور امواج زلزله از میان سیستم خاک-سازه رخ می‌دهد. بنابراین واضح است که در نظر گرفتن اثر SSI جهت پیش‌بینی پاسخ واقعی سازه ضروری است [۱۸].

لوکو<sup>۴</sup> [۱۷] با استفاده از روش خطی‌سازی معادل، به بررسی اثر SSI بر رفتار یک سازه الاستیک ساده جداسازی‌شده از پایه تحت اثر

<sup>3</sup> Soil Structure Interaction

<sup>4</sup> Luco

<sup>1</sup> Base Isolated Structure

<sup>2</sup> Lead Rubber Bearing

تحریک هارمونیک پرداخت. آن‌ها دریافتند در خاک با انعطاف‌پذیری بیش‌تر، پاسخ لرزه‌ای سازه بیش‌تر از پاسخ متناظر حاصل از نادیده‌گرفتن اثرات SSI است. **هیان<sup>۱</sup>** و **همکاران [۱۹]** با استفاده از آزمایش‌های میز لرزان، به بررسی اثر SSI بر پاسخ لرزه‌ای یک سازه جداسازی‌شده از پایه پرداختند. نتایج آزمایش‌های آن‌ها نشان داد نسبت میرایی سازه با در نظر گرفتن اثر SSI، بزرگ‌تر از سازه‌های جداسازی‌شده بر روی پی‌های صلب است. همچنین این محققین دریافتند پاسخ دوران یک پی را می‌توان با جداسازی تقویت کرد. **کریشنامورثی<sup>۲</sup>** و **آنیثا<sup>۳</sup>** [۱۶] با استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود و توسعه یک مدل عددی، به بررسی اثر SSI بر عملکرد لرزه‌ای سازه جداسازی‌شده با سیستم آونگ اصطکاکی<sup>۴</sup> (FPS) پرداختند. آن‌ها دریافتند که SSI بر پاسخ سازه جداسازی‌شده با FPS تأثیرگذار بوده و در بسیاری از موارد باعث افزایش پاسخ سازه می‌گردد. **کنسلارا<sup>۵</sup>** و **دی‌آنجلیس<sup>۶</sup>** [۹] با استفاده از تحلیل غیرخطی دینامیکی، تأثیر دو سیستم جداسازی پایه یعنی جداگر لاستیکی با میرایی بالا<sup>۷</sup> (HDRB) و جداگر لاستیکی هسته سربی در کنار یک لغزنده اصطکاکی<sup>۸</sup> (FS) را بر رفتار لرزه‌ای یک ساختمان بتن مسلح چندطبقه با نامنظمی شدید در پلان بررسی نمودند. **آدامینا<sup>۹</sup>** و **همکاران [۲۰]** به بررسی رفتار طبقه نرم در ساختمان‌های بتن آرمه دارای سیستم‌های جداساز لرزه‌ای LRB تحت اثر حرکات زمین لرزه نزدیک و دور از گسل پرداخته‌اند. در این مطالعه، چهار مدل سازه‌های مختلف تحت اثر تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بررسی شده و پاسخ سازه برحسب شتاب نسبی و شتاب مطلق طبقات، جابه‌جایی، نیروهای برشی پایه، حلقه‌های هیستریزیس پسماند و توزیع مفاصل پلاستیک در اعضای سازه مقایسه شد. نتایج نشان داد که عملکرد پاسخ یک سازه بتن‌آرمه جداسازی‌شده از پایه، تحت اثر زلزله حوزه نزدیک در مقایسه با زلزله حوزه دور، شدیدتر است. **حسن<sup>۱۰</sup>** و **پال<sup>۱۱</sup>** [۲۱] با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و روش طیف پاسخ به بررسی تأثیر شرایط خاک زیر پی بر سازه‌های جداسازی‌شده پرداخته‌اند. آن‌ها دریافتند که برش پایه با افزایش انعطاف‌پذیری خاک و سختی روسازه، افزایش می‌یابد. همچنین نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که شتاب و جابه‌جایی طیفی در شرایط خاک نرم بیش‌تر بوده و بر این اساس می‌توان گفت که خاک‌های سخت و متوسط برای عایق ساختن پی سازه مناسب

هستند. **شعاعی و محصولی [۲۲]** یک رویکرد مبتنی بر قابلیت اطمینان را برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی فولادی جداسازی‌شده با LRB ارائه نمودند. این محققین با در نظر گرفتن دو پارامتر کلیدی طراحی شامل پرورد طبیعی سازه و جابه‌جایی پایه هدف، از طریق تخمین منحنی‌های قابلیت اطمینان معادله رگرسیونی را برای پیش‌بینی متغیرهای طراحی بهینه سیستم جداسازی پایه (یعنی سختی اولیه و نیروی تسلیم) پیشنهاد کرده‌اند. **بی<sup>۱۱</sup>** و **همکاران [۲۳]** یک روش طراحی مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم برای سازه‌های ساختمانی جداسازی‌شده از پایه با جداگرهای LRB ارائه نمودند. این محققین با استفاده از تحلیل‌های مودال و طیفی، پاسخ این مدل را تعیین نموده و دریافتند که یک رابطه فرم بسته ساده و به راحتی قابل برگشت از ویژگی‌های سازه‌ای به جابه‌جایی‌های لرزه‌ای برای این سیستم وجود دارد. روش پیشنهادی آن‌ها با مثال‌های عددی مبتنی بر تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی سازه‌های طراحی‌شده تأیید شد و نشان داد که این روش نتایج جابه‌جایی لرزه‌ای را به دست می‌دهد که به خوبی با آستانه‌های هدف از پیش تعیین‌شده مطابقت دارند. **رادکیا و همکاران [۲۴]** با استفاده از تحلیل افزایشی غیرخطی به ارزیابی اثر جداسازی لرزه‌ای بر رفتار سازه‌های نامتقارن فولادی با توجه به اثرات SSI پرداخته‌اند. نتایج این مطالعه نشان داد که از نظر دریافت بین طبقات و شتاب طبقات، جداسازی لرزه‌ای تأثیر قابل توجهی بر پاسخ سازه‌ها دارد. این اثر در سازه‌های یک طبقه قابل ملاحظه‌تر از سازه‌های با تعداد طبقات بیش‌تر است. همچنین مشخص شد نامنظمی‌های سازه‌ای تأثیر چندانی بر پاسخ لرزه‌ای سازه همچون تغییر مکان و شتاب طبقات نداشته است. علاوه بر این، مشخص شد که با تبدیل خاک از نوع سخت به خاک‌های نرم و متوسط، سرعت جابه‌جایی و لغزش برای تمام سازه‌های مورد مطالعه کاهش می‌یابد. **کاظم‌نژاد و همکاران [۲۵]** دو روش مختلف را برای طراحی جداگر LRB شامل (۱) روش معمول طراحی بر اساس استانداردهای AASHTO و ASCE7 (۲) طراحی بر اساس نقطه عملکرد شرح داده‌اند. این محققین با استفاده از تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی به بررسی رفتار ساختمان‌های بتن مسلح دارای جداگر طراحی‌شده با دو روش مذکور پرداختند. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که روش نقطه عملکرد از روش معمول دقیق‌تر است. **ژنگ<sup>۱۲</sup>** و **همکاران [۲۶]** با بررسی پاسخ

<sup>7</sup> High Damping Rubber Bearing

<sup>8</sup> Friction Slider

<sup>9</sup> Athamnia et al

<sup>10</sup> Pal

<sup>11</sup> Ye et al

<sup>12</sup> Zheng et al

<sup>1</sup> Haiyang et al

<sup>2</sup> Krishnamoorthy

<sup>3</sup> Anita

<sup>4</sup> Friction Pendulum System

<sup>5</sup> Cancellara

<sup>6</sup> De Angelis



هیسترتیک جداگرهای LRB لغزشی تحت بارگذاری‌های سیکلیک، یک مدل عددی پیشرفته را برای بررسی رفتار هیسترتیک این سیستم در سازه‌ها توسعه داده‌اند.

به‌طورکلی رفتار سازه‌های نامنظم و نیروهای جانبی ایجادشده در آن‌ها تحت اثر زلزله در مقایسه با سازه‌های متقارن متفاوت است [۲۷ و ۲۸]. چراکه وجود هرگونه عدم تقارن در هندسه، سختی و یا توزیع جرم در پلان ساختمان می‌تواند علاوه بر پاسخ‌های جانبی سازه در اثر تحریک زلزله، باعث ایجاد پاسخ‌های پیچشی متناظر گردد [۲۹]. از نقطه‌نظر طراحی، دانستن بزرگی اثرات این پیچش جهت تخمین مقاومت و سختی المان‌های سازه‌ای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله در سازه‌های نامنظم، ضروری است [۳۰]. این موضوع به‌ویژه در شرایطی که یک سازه نامتقارن بر روی خاک نرم قرار گرفته باشد، منجر به تشدید اثر SSI شده و می‌تواند رفتار متفاوتی را برای سازه به همراه داشته باشد [۲۹ و ۳۱]. در چنین مواردی برای جذب انرژی ورودی ناشی از زلزله بر روی سازه‌های نامتقارن می‌توان با افزودن جداگرهای LRB، کارایی ساختمان را افزایش داد [۳۲].

بیش‌تر سازه‌های موجود به دلایل مختلفی همچون ضوابط طراحی و شرایط بهره‌برداری با درصدی از عدم تقارن (نامنظمی) همراه هستند. تاکنون مطالعات گسترده‌ای برای بررسی عملکرد سازه‌های نامتقارن و جداسازی آن‌ها از پایه جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای آن‌ها انجام شده است. با این حال اغلب به دلیل تصور محافظه‌کارانه بودن طراحی، اثر SSI نادیده گرفته شده و تاکنون مطالعات محدودی درخصوص تأثیر هم‌زمان SSI و جداسازی لرزه‌ای بر رفتار سازه‌ها صورت گرفته است. از همین رو در پژوهش حاضر تلاش شده است تا تأثیر جداسازی لرزه‌ای سازه از پایه با استفاده از جداگرهای LRB بر رفتار واقعی سازه‌های فولادی نامتقارن در معرض بارگذاری لرزه‌ای و با در نظر گرفتن اثر SSI با استفاده از روش اجزای محدود مورد ارزیابی قرار بگیرد. برای دستیابی به این هدف با مدل‌سازی عددی اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS، به ارزیابی رفتار سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با درصد‌های مختلف نامنظمی تحت اثر تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی پرداخته می‌شود. لازم به ذکر است که نوع نامنظمی در نظر گرفته‌شده برای سازه‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر، از نوع نامنظمی هندسی در پلان سازه است که به‌صورت وجود فرورفتگی در پلان ساختمان‌های مدل‌سازی شده ایجاد شده است. ساختار مقاله حاضر مشتمل بر پنج بخش اصلی است. در بخش اول، همان‌گونه که از نظر گذشت، به معرفی ادبیات فنی

تحقیق پرداخته شد و هدف اصلی پژوهش حاضر تشریح گردید. در بخش دوم، چگونگی مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از تحلیل اجزای محدود تشریح می‌شود. در این بخش خصوصیات مصالح، نحوه‌ی طراحی جداگر لاستیکی هسته سربی، خصوصیات بارگذاری و شرایط مرزی، اندرکنش و مش‌بندی المان‌های سازه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. در انتهای این بخش نیز صحت نتایج مدل عددی اعتبارسنجی می‌شود. در بخش سوم در راستای بحث و بررسی یافته‌ها، رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه تحت اثر عوامل مختلفی همچون نامنظمی و تعداد طبقات، اندرکنش خاک-سازه و نوع خاک، جداسازی سازه و صلبیت پی بررسی می‌شود. در این بخش با تحلیل نتایج کانتورهای جابه‌جایی، تنش و کرنش و همچنین پاسخ سازه برحسب نمودارهای جابه‌جایی-زمان و شتاب-زمان ارزیابی می‌گردد. در بخش چهارم به مقایسه نتایج پرداخته می‌شود. در این بخش بیشینه پاسخ سازه‌ها با نامنظمی‌های مختلف با تغییر پارامترهایی همچون تعداد طبقات، نوع خاک و وجود جداگر مقایسه می‌گردد. در نهایت در بخش انتهایی مقاله، نتایج به‌دست‌آمده به‌صورت خلاصه ارائه می‌شود.

## ۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- مدل‌سازی اجزای محدود مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه پژوهش حاضر از مدل‌سازی اجزای محدود (FEM) در نرم‌افزار ABAQUS برای تحلیل رفتار سازه‌های فولادی نامنظم با در نظر گرفتن اثر SSI استفاده می‌کند. مدل‌های سازه‌ای ابتدا با نرم‌افزار ETABS و بر اساس استاندارد AISC-341-16 [۳۳] طراحی شدند. برای اعتبارسنجی مدل عددی از مدل آزمایشگاهی هیان و همکاران [۱۹] و مدل عددی رادکیا و همکاران [۲۴] استفاده شد. پس از اعتبارسنجی مدل، از نرم‌افزار ABAQUS برای تحلیل سازه‌های فولادی نامنظم استفاده شد. بر این اساس، تأثیر نامنظمی و تعداد طبقات، خصوصیات خاک و جداسازی و صلبیت پی بر پاسخ سازه‌های مشخص تعیین شد. برای بررسی اثرات نامنظمی و تعداد طبقات، سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ و به‌صورت نامنظمی هندسی سازه در پلان مدل‌سازی شدند. برای بررسی اثرات SSI و نوع خاک، یک سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ در سه حالت مختلف دارای پی نواری مستقر بر سه نوع خاک نرم، خاک متوسط (با سختی متوسط) و خاک سخت مدل‌سازی شد. جهت تعیین اثرات جداسازی سازه و صلبیت پی، یک سازه ۵ طبقه دارای



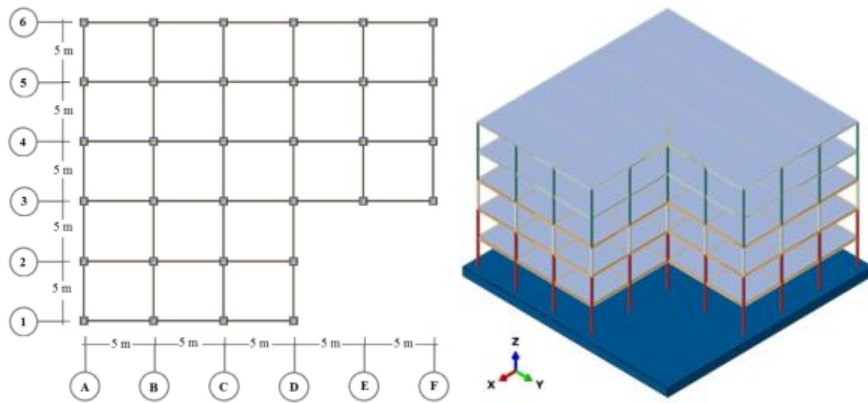
نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ مورد مطالعه قرار گرفت. برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر عوامل مذکور، کانتورهای جابه‌جایی کل سیستم، کانتورهای تنش، کانتورهای کرنش دال‌های کف و اسکلت سازه‌ها در انتهای بارگذاری دینامیکی ناشی از زلزله ارزیابی شد. همچنین پاسخ‌های جابه‌جایی و شتاب سازه‌ها مقایسه گردید. در مجموع ۲۰ مدل ساخته شد که جهت سهولت در تحلیل نتایج، این مدل‌ها مطابق با جدول (۱) نام‌گذاری شده‌اند. مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه در تحقیق حاضر به صورت سازه‌های سه‌بعدی و دارای پنج دهانه در جهت X و پنج دهانه در جهت Y طراحی شده‌اند. طول هر دهانه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. شکل (۱) پلان‌های دوبعدی و

سه‌بعدی یک نمونه از مدل‌های سازه‌ای شبیه‌سازی شده دارای نامنظمی ۲۰٪ را نشان می‌دهد. فرض بر این است که این سازه‌ها در منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی متوسط واقع شده‌اند. مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه بر اساس الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۳۴] تحت بارگذاری تکی قرار گرفته و بر روی پی‌های صلب نصب گردیده‌اند. این مدل‌های سازه‌ای ابتدا با نرم‌افزار ETABS [۳۵] و بر اساس استاندارد AISC-341-16 [۳۳] طراحی می‌شوند. در نتیجه فرآیند طراحی، پروفیل‌های مقطع IPE و BOX به ترتیب برای تیرها و ستون‌ها انتخاب شدند که جدول (۲) مشخصات این مقاطع برای سازه‌های مختلف را نشان می‌دهد.

جدول ۱- جزئیات مدل‌های سازه‌ای شبیه‌سازی شده

توضیحات	درصد نامنظمی (%)	مدل‌ها	تعداد طبقات	بررسی اثر
سازه ۳ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪	۲۰	M1	۳	اثرات تعداد طبقات و نامنظمی
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪	۲۰	M2	۵	
سازه ۷ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪	۲۰	M3	۷	
سازه ۳ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪	۴۰	M4	۳	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪	۴۰	M5	۵	
سازه ۷ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪	۴۰	M6	۷	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی خاک نرم	۲۰	M7	۵	اثرات تپ خاک و نامنظمی
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی خاک متوسط	۲۰	M8	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی خاک سخت	۲۰	M9	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی خاک نرم	۴۰	M10	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی خاک متوسط	۴۰	M11	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی خاک سخت	۴۰	M12	۵	
سازه ۵ طبقه بدون LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی خاک متوسط	۲۰	M13	۵	اثرات جداساز و پی نواری صلب
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی خاک متوسط (مشابه M8)	۲۰	M14	۵	
سازه ۵ طبقه بدون LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی پی صلب	۲۰	M15	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۲۰٪ روی پی صلب	۲۰	M16	۵	
سازه ۵ طبقه بدون LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی خاک متوسط	۴۰	M17	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی خاک متوسط (مشابه M11)	۴۰	M18	۵	
سازه ۵ طبقه بدون LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی پی صلب	۴۰	M19	۵	
سازه ۵ طبقه مجهز به LRB با نامنظمی ۴۰٪ روی پی صلب	۴۰	M20	۵	





شکل ۱- پلان‌های دوبعدی و سه‌بعدی یک نمونه از مدل‌های سازه‌ای شبیه‌سازی شده دارای نامنظمی ۲۰٪

جدول ۲- مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌ها برای طبقات مختلف سازه‌های مدل‌سازی شده

ستون‌ها		تیرها		مدل‌های سازه‌ای	
طبقات ۴ و ۵	طبقات ۶ و ۷	BOX 200×200×20	BOX 220×220×20	طبقات ۱ الی ۳	طبقات ۴ و ۵
-	-	BOX 200×200×20	BOX 220×220×20	-	-
-	-	BOX 160×160×20	BOX 200×200×20	طبقات ۱ الی ۳	طبقات ۴ و ۵
-	-	BOX 160×160×20	BOX 200×200×20	BOX 220×220×20	BOX 220×220×20
BOX 140×140×20	BOX 160×160×20	BOX 200×200×20	BOX 220×220×20	IPE 240	IPE 270
				IPE 270	IPE 330

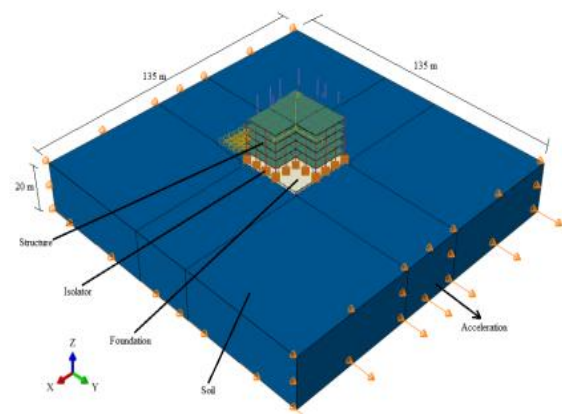
با عمق ۲۰ متر و دارای مرزهای به اندازه کافی دور از پی تنظیم گردیده است. لازم به ذکر است که در مدل‌های M15, M16, M19 و M20 به دلیل صلب در نظر گرفتن پی، ابعاد خاک قابل صرف نظر است.

جدول ۳ مشخصات هندسی خاک و پی را برای مدل‌های سازه‌ای نشان می‌دهد. فونداسیون برای همه مدل‌ها بر روی ابعاد ۲۰ متر × ۲۰ متر (20 m × 20 m) با عمق ۱ متر تنظیم شده است. برای به حداقل رساندن اثرات مرزها، همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، سطح خاک زیر پی روی ابعاد ۱۳۵×۱۳۵ مترمربع

جدول ۳- مشخصات هندسی پی و خاک برای مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

پی		خاک		مدل‌های سازه‌ای	
عمق (m)	عرض (m)	عمق (m)	عرض (m)	طول (m)	عرض (m)
۱	۲۰	۲۰	۲۰	۱۳۵	۱۳۵
۱	۲۰	۲۰	۲۰	۱۳۵	۱۳۵
۱	۲۰	۲۰	-	-	-
۱	۲۰	۲۰	۲۰	۱۳۵	۱۳۵

غیرخطی بیش‌تری قرار داشته و تغییرات در خصوصیات رفتاری دینامیکی و محدودهٔ امواج و فرکانس‌های ارتعاشی در این ساختگاه‌ها بیش‌تر است؛ این تغییرات در نهایت منجر به تشدید اثرات SSI می‌شوند [۱۹]. پدیدهٔ SSI به دلیل ساختار مکانیکی، خواص دینامیکی و پارامتر سختی نسبی سازه نسبت به خاک ایجاد می‌گردد. برای بررسی تأثیر خصوصیات خاک و اثرات SSI بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه، سه نوع خاک مختلف (شامل نوع II، III و IV) مطابق با استاندارد لرزه‌ای ایران ۲۸۰۰- و ویرایش چهارم [۳۹] در نظر گرفته شد. برای تعریف خصوصیات خاک‌ها از مدل رفتاری پلاستیک استفاده شد. جدول ۵ مشخصات مکانیکی خاک متناظر با ساختگاه‌های مختلف را نشان می‌دهد.



شکل ۲- نمای سه بعدی یک نمونه از مدل‌های سازه‌ای

شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS (سازه ۵ طبقه با نامظمی ۰.۴۰٪)

### ۲-۳- طراحی جداگر لاستیکی هسته سربی

به‌طور معمول هدف از جداسازی یک سازه از پایه، افزایش سختی و مستهلک‌نمودن انرژی آن است. یکی از متداول‌ترین دستگاه‌های جداسازی پایه برای سازه‌ها، جداگرهای لاستیکی هسته سربی (LRB) هستند. LRB متشکل از لایه‌های لاستیکی و صفحات فولادی است که عملکرد جداسازی و توزیع انرژی را ترکیب می‌کند. لایه‌های لاستیکی باعث انعطاف‌پذیری افقی سیستم شده و صفحات فولادی نیز سختی قائم آن را فراهم می‌کنند. LRB با نمایش رفتار دوطرفه با نرم‌شدگی<sup>۳</sup> تحت بارهای نسبتاً شدید لرزه‌ای، از عملکرد مطلوبی جهت کنترل توام لرزه‌های خفیف و شدید برخوردار است [۴۰ و ۴۱]. اصل عملکرد سیستم LRB مشابه سیستم بلبرینگ لاستیکی چندلایه<sup>۴</sup> است. با این تفاوت که یک هسته سربی استوانه‌ای در وسط سیستم LRB قرار داده شده تا استحکام سیستم را افزایش دهد [۴۲ و ۴۳]. رفتار پلاستیکی هسته سربی، رفتار هیسترتیک قابل‌توجهی را برای LRB فراهم می‌کند [۴۴ و ۴۵]. در تحقیق حاضر جهت جداسازی سازه‌های مورد مطالعه، با پیروی از برخی توصیه‌های موجود در آیین‌نامه UBC-97 [۴۵] اقدام به طراحی LRBها گردید. پارامترهای مختلفی برای طراحی LRB نیاز است. این پارامترها عبارتند از: نسبت  $Q_d/W$  (مقاومت مشخصه یا نیروی طراحی تحت بارگذاری چرخه‌ای و  $W$  وزن کل سیستم جداسازی شده)،  $F_y$  نیروی تسلیم در یک بارگذاری یکنواخت،  $D$  قطر جداگر،  $d$  قطر هسته سربی،  $n$  تعداد لایه‌های لاستیکی و  $t$  ضخامت لایه است. برای مدل‌سازی LRB از مدل پیشنهادی Win که حلقه هیسترتیک

### ۲-۲- خصوصیات مصالح

مصالح مدل‌سازی شده شامل فولاد، بتن و خاک بوده و خصوصیات غیرخطی آن‌ها با توجه به توانایی نرم‌افزار ABAQUS در تحلیل غیرخطی [۳۶] مطابق جدول (۴) اعمال گردید. این خصوصیات مکانیکی برای المان‌های مختلف شامل تیرها، ستون‌ها، دال سازه و پی بر اساس استانداردهای ارائه‌شده توسط مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران در مبحث پنجم مقررات ملی ساختمان ایران [۳۷] اتخاذ شده است.

برای مدل‌سازی تمام المان‌های فولادی از فولاد ST37 و مدل رفتاری<sup>۱</sup> الاستیک غیرخطی استفاده شد. برای مدل‌سازی اجزای فولادی با استفاده از تحلیل غیرخطی، ABAQUS به استفاده از تنش واقعی مربوط به کرنش پلاستیک از رابطهٔ مهندسی تنش-کرنش نیاز دارد. از آنجایی که می‌توان از هر تعداد نقطه برای تعریف نمودار تنش-کرنش استفاده کرد، لذا یک تقریب خوب از رفتار واقعی فولاد قابل‌دستیابی است. برای مدل‌سازی اجزای بتنی نیز از مدل رفتاری خسارت پلاستیک<sup>۲</sup> استفاده گردید. بر اساس این مدل، رفتار پلاستیک بتن به‌صورت گسیختگی با پلاستیسیتهٔ همسان‌گرد مدل‌سازی می‌شود. پس از تشکیل ترک‌های کششی، رابطهٔ تنش-کرنش در کشش به دلیل انتقال بار به میلگردهای فولادی کاهش می‌یابد. همچنین مقاومت کششی بتن پس از ترک خوردن، ناچیز در نظر گرفته می‌شود [۳۸].

خصوصیات مکانیکی خاک نقش مهمی را در رفتار SSI ایفا می‌نماید. با توجه به طبقه‌بندی ساختگاه‌ها در استاندارد لرزه‌نگاری ایران (استاندارد ۲۸۰۰- و ویرایش چهارم) [۳۹]، ساختگاه‌های نوع III و IV در مقایسه با ساختگاه‌های نوع I و II، در معرض رفتار

<sup>۳</sup> Bi-linear Behavior With Softening

<sup>۴</sup> Laminated Rubber Bearing

<sup>۱</sup> Constitutive Model

<sup>۲</sup> Concrete Damage Plasticity

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q_d}{D_d} \quad (\text{when } D_d \geq D_y) \quad (6)$$

زمانی که  $D_d < D_y$  باشد،  $K_{eff} = K_E$  خواهد بود.

تغییر مکان طراحی شده ( $D_d$ ) برای LRB طبق معادله (۷) محاسبه می‌گردد:

$$D_d = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{ID} T_D}{\beta_d} \quad (7)$$

که در این معادله،  $S_{ID}$  ضریب طیفی بوده و برابر ۱ فرض می‌شود. مقدار  $T_D$  برای بیش‌تر سازه‌های جداسازی شده پایه در محدوده بین ۲/۰ تا ۳/۰ ثانیه در نظر گرفته می‌شود [۴۷].  $\beta_d$  نیز ضریب میرایی متناظر با پاسخ سطح خطر لرزه‌ای بوده و مقدار آن در ۲۵ درصد میرایی برابر با ۱/۶ در نظر گرفته می‌شود.

نیروهای  $F_u$  و  $F_y$  به ترتیب طبق معادلات (۸) و (۹) قابل محاسبه هستند:

$$F_u = Q_d + K_p D_d \quad (8)$$

$$F_y = Q_d + K_p D_y \quad (9)$$

مساحت چرخه هیستریک ( $W_d$ ) طبق معادله (۱۰) قابل محاسبه است:

$$W_d = 4Q_d (D_d - D_y) \quad (10)$$

این سطح بیانگر انرژی مستهلک شده در هر چرخه متناظر با جابه‌جایی طراحی شده به ازای مساحت کل حلقه پسماند است. در نهایت پارامترهای سختی و میرایی LRB تعیین می‌گردند. نسبت میرایی مؤثر ( $\zeta_{eff}$ ) برای سیستم جداسازی پایه لرزه‌ای که بیانگر همان مقدار اتلاف انرژی می‌باشد در هر چرخه سیکلیک برای جداگر است، طبق معادله (۱۱) قابل محاسبه است:

$$\zeta_{eff} = \frac{W_d}{2\pi K_{eff} D_d^2} \quad (11)$$

پریود اساسی LRB ( $T_b$ ) طبق معادله (۱۲) محاسبه می‌گردد:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\sum k_{eff}}} \quad (12)$$

که در این معادله،  $M$  مجموع جرم سیستم جداسازی شده (شامل جرم سازه اصلی و جرم جداگر) است. ترم  $\sum k_{eff}$  نیز برابر با مجموع سختی‌های مؤثر سیستم جداسازی است.

نامیده شده و مطابق شکل (۳) به صورت یک منحنی دوخطی نیرو-تغییر شکل نشان داده می‌شود، استفاده می‌گردد. در این سیستم سختی الاستیک ( $K_E$ ) و سختی تسلیم ( $K_p$ ) به ترتیب طبق معادلات (۱) و (۲) محاسبه می‌شوند:

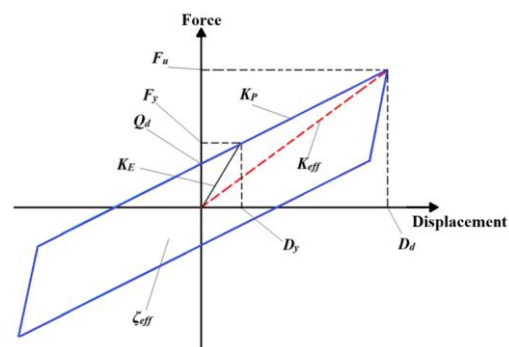
$$K_E = F_y / D_y \quad (1)$$

$$K_p = \frac{G \cdot A_r}{t_r} f_L \quad (2)$$

که،  $D_y$  تغییر مکان تسلیم،  $G$  مدول برشی لاستیک،  $A_r$  سطح مقطع لایه‌های لاستیک،  $t_r$  ضخامت کل لاستیک متشکل از  $n$  لایه و  $f_L$  یک ضریب تجربی برابر با ۱/۵ است. مقاومت مشخصه  $Q_d$  (نیروی متناظر با جابه‌جایی صفر) طبق معادله (۳) محاسبه می‌شود:

$$Q_d = A_{pb} \cdot \sigma_{ypb} \quad (3)$$

که در این معادله،  $A_{pb}$  و  $\sigma_{ypb}$  به ترتیب مساحت و قدرت تسلیم هسته سربی (بین ۷ تا ۸/۵ مگاپاسکال) هستند.



شکل ۳- شماتیک حلقه هیستریک (رفتار نیرو-تغییر شکل دوخطی جداگر LRB)

سختی مؤثر متوسط ( $K_{eff}$ ) جداگر LRB به صورت نسبت بین  $F_u$  (حداکثر نیروی برشی متناظر با جابه‌جایی طراحی شده ( $D_d$ )) برای LRB تعریف شده و با معادله ۴ محاسبه می‌شود [۴۶]:

$$K_{eff} = \frac{F_u}{D_d} \quad (4)$$

$K_{eff}$  طبق معادله (۵) نیز قابل محاسبه است [۴۵]:

$$K_{eff} = \frac{W_{DL} + 0.2W_{LL}}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (5)$$

که در آن  $W_{DL}$  و  $W_{LL}$  مجموع بارهای مرده و زنده،  $g$  شتاب ناشی از گرانش و  $T_D$  پریود هدف برای طراحی LRB هستند. علاوه بر این،  $K_{eff}$  به عنوان تابعی از  $Q_d$ ، طبق معادله (۶) نیز قابل محاسبه است:

جدول ۴- خصوصیات مکانیکی فولاد و بتن مورد استفاده در مدل‌سازی

مقاومت کششی، $f_t$ (MPa)	مقاومت فشاری، $f_c$ (MPa)	کرنش نهایی، $\epsilon_u$ (-)	تنش نهایی، $F_u$ (MPa)	تنش تسلیم، $F_y$ (MPa)	نسبت پواسون، $\nu$ (-)	مدول الاستیسیته، $E$ (GPa)	چگالی، $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	مدل رفتاری	جنس مصالح	خصوصیات مکانیکی عضو سازه‌ای
-	-	۰/۳	۴۱۲	۲۴۵	۰/۳	۲۱۰	۷۸۵۰	الاستیک غیرخطی	فولاد	تیرها
-	-	۰/۳	۴۱۲	۲۴۵	۰/۳	۲۱۰	۷۸۵۰	الاستیک غیرخطی	فولاد	ستون‌ها
۱/۱۲	۲۱	۰/۰۰۲	-	-	۰/۱۸	۲۱	۲۴۰۰	خسارت پلاستیک	بتن	دال
۱/۱۲	۲۱	۰/۰۰۲	-	-	۰/۱۸	۲۱	۲۴۰۰	خسارت پلاستیک	بتن	پی

جدول ۵- خصوصیات مکانیکی خاک متناظر با ساختگاه‌های مختلف

نوع خاک	سرعت موج برشی، $V_s$ (m/s)	مدول الاستیسیته، $E$ (GPa)	چگالی، $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	نسبت پواسون، $\nu$ (-)	زاویه اصطکاک داخلی، $\phi$ (Deg.)	چسبندگی، $C$ (kPa)
خاک سخت (II)	۳۷۵-۷۵۰	۱۵۰	۲۲۰۰	۰/۴	۴۱	۲۷۵
خاک متوسط (III)	۱۷۵-۳۷۵	۷۰	۲۰۰۰	۰/۴۵	۳۷	۱۲۰
خاک نرم (IV)	<۱۷۵	۲۰	۱۸۰۰	۰/۲۵	۳۲	۶۰

بالای سیستم جداسازی هستند. Q تعداد کل درجات آزادی روسازه و  $C_{eff}$  ضریب میرایی مؤثر است که بر حسب نسبت میرایی مؤثر  $\zeta_{eff}$  طبق معادله (۱۴) قابل محاسبه است:

$$C_{eff} = 2\zeta_{eff} \sqrt{M \cdot K_{eff}} \quad (14)$$

مقادیر پارامترهای LRB (سختی پیش از تسلیم ( $K_E$ ) و سختی پس از تسلیم ( $K_P$ )) پس از جستجوی بسیاری از اسناد فنی و مطالعات تحقیقاتی از تحقیقات مشابه گرفته شد. مقادیر پارامترهای مورد استفاده جهت طراحی جداگر LRB برای سازه‌های مختلف مورد مطالعه در تحقیق حاضر در جدول (۶) فهرست شده‌اند.

برای تعیین خصوصیات LRB و محاسبه حداکثر تغییرشکل تقریبی سیستم جداسازی، معادله حرکت آن که از مقادیر مؤثر و معادل استفاده می‌کند، قابل استفاده است [۴۸]. اگر چه این فرض ممکن است به عنوان یک تقریب ناخالص در نظر گرفته شود، اما به نظر می‌رسد که در سیستم‌های جداسازی پایه رایج از نتایج قابل قبولی برخوردار است [۴۹]. این معادله حرکت را می‌توان به صورت معادله (۱۳) نشان داد:

$$M\ddot{x}_b(t) + C_{eff}\dot{x}_b(t) + K_{eff}x_b(t) + \sum_{q=1}^Q m_q a_q = -M\ddot{x}_g(t) \quad (13)$$

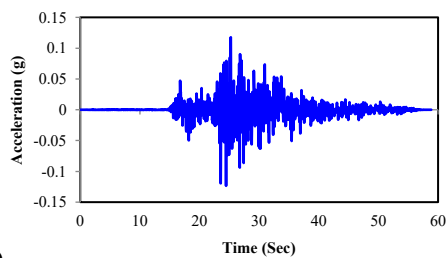
که در این معادله،  $x_b(t)$  جابه‌جایی نسبی سیستم جداسازی نسبت به زمین،  $\ddot{x}_g(t)$  شتاب افقی زمین،  $m_q$  و  $a_q$  به ترتیب جرم و شتاب نسبی از درجه آزادی چهارم نسبت به کف پایه درست



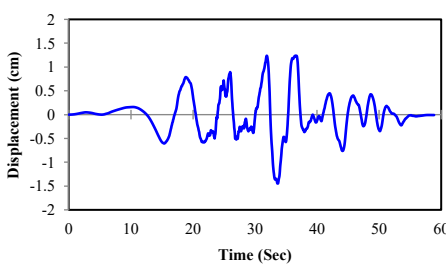
جدول ۶- خصوصیات جداگرهای LRB طراحی شده برای سازه‌های مورد مطالعه

مدل‌های سازه‌ای	خصوصیات مکانیکی						
	سختی مؤثر، $K_{eff}$ (kN)	سختی الاستیک، $K_E$ (kN/m)	سختی پلاستیک، $K_P$ (kN/m)	مقاومت مشخصه، $Q_d$ (kN)	نیروی تسلیم، $F_y$ (MPa)	تغییر مکان طراحی شده، $D_d$ (m)	نیروی نهایی، $F_u$ (MPa)
۳ طبقه نامنظمی ۲۰٪	۲۸۴.۶۹	۲۸۴.۶۷	۲۸۳.۴۲	۳۳۹۴	۶۱۴.۸۷	۰.۲۶۸	۷۶۲.۹۷
۵ طبقه نامنظمی ۲۰٪	۳۲۲.۸۱	۳۲۲.۶۶	۳۲۱.۵۶	۴۴۳۳	۱۰۳۵.۷۴	۰.۳۵۴	۱۱۴۲.۷۵
۷ طبقه نامنظمی ۲۰٪	۳۸۹.۱۸	۳۸۸.۹۵	۳۸۷.۹۱	۵۳۰۲	۱۵۴۸.۰۲	۰.۴۱۶	۱۶۱۸.۹۹
نامنظمی ۴۰٪	۳۷۷.۵۸	۳۷۷.۳۵	۳۷۶.۳۱	۵۳۰۲	۱۵۰۱.۸۶	۰.۴۱۶	۱۵۷۰.۷۳

در گام بعدی برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، بار جانبی ناشی از زلزله به صورت رکورد جابه‌جایی زلزله بم بر روی سازه اعمال گردیده و در طی این فرآیند، بارهای ثقلی ناشی از گام قبلی هنوز فعال باقی مانده است. میرایی ذاتی ۵ درصد برای تمام سازه‌ها در نظر گرفته شد. شکل‌های (a-۴) و (b-۴) به ترتیب مؤلفه‌های افقی و قائم نمودارهای شتاب-زمان و جابه‌جایی-زمان رکورد زلزله بم را نشان می‌دهد.



(a)



(b)

شکل ۴- رکورد زلزله بم، (a) نمودار شتاب-زمان و (b) نمودار جابه‌جایی-زمان

در این تحقیق از تحلیل صریح دینامیکی به روش مستقیم در ABAQUS استفاده شده است. این روش برای لحاظ کردن اثرات SSI و تحلیل‌های تاریخیچه زمانی مناسب است [۵۲]. برای انجام

## ۲-۴- خصوصیات بارگذاری و شرایط مرزی

بارهای اعمال شده در ABAQUS بسته به نحوه اعمال آن‌ها به دو نوع کنترل نیرو و کنترل جابه‌جایی تقسیم می‌شوند [۳۶ و ۳۸]. در تحقیق حاضر، بارگذاری به دو صورت ثقلی (بارهای مرده و زنده) (از نوع کنترل نیرو) و بار جانبی زلزله (از نوع کنترل جابه‌جایی) بر روی سازه‌ها اعمال می‌گردد. مقادیر بارگذاری ثقلی (بارهای مرده و زنده) در تمامی طبقات به استثناء طبقه بام سازه‌ها یکسان است. جدول (۷) مقادیر بارهای ثقلی اعمال‌شده بر روی طبقات مختلف مدل‌های سازه‌ای را نشان می‌دهد. بار مرده هر طبقه از ساختمان‌ها به جز طبقه بام ۶/۴ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده ۱/۹۶ کیلونیوتن بر مترمربع است. بار مرده طبقه بام ۵/۹ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده طبقه بام ۱/۴۷ کیلونیوتن بر مترمربع است. از آنجایی که سازه در مرحله نخست با بارهای ثقلی درگیر می‌شود و حتی پیش از بهره‌برداری به‌طور مداوم وزن اسکلت خود را تحمل می‌کند، لذا ابتدا ترکیب بارهای ثقلی بر روی سازه اعمال می‌شود. به‌منظور بارگذاری بر روی سازه‌ها از دستورالعمل‌های نشریه ۳۶۰ [۵۰] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (بارهای وارد بر ساختمان) [۵۱] و طراحی مدل‌ها از روش حالت حدی<sup>۱</sup> (LRFD) استفاده شد. مطابق با بند ۳-۲-۸ نشریه ۳۶۰ در خصوص ترکیب بارگذاری ثقلی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی ( $Q_G$ ) و بر حسب بار مرده مؤثر ( $Q_D$ ) و بار زنده مؤثر ( $Q_L$ ) بر اساس معادلات (۱۵) و (۱۶) محاسبه شد.

$$Q_{G1} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (15)$$

$$Q_{G2} = 0.9Q_D \quad (16)$$

<sup>1</sup> Load and Resistant Factor Design



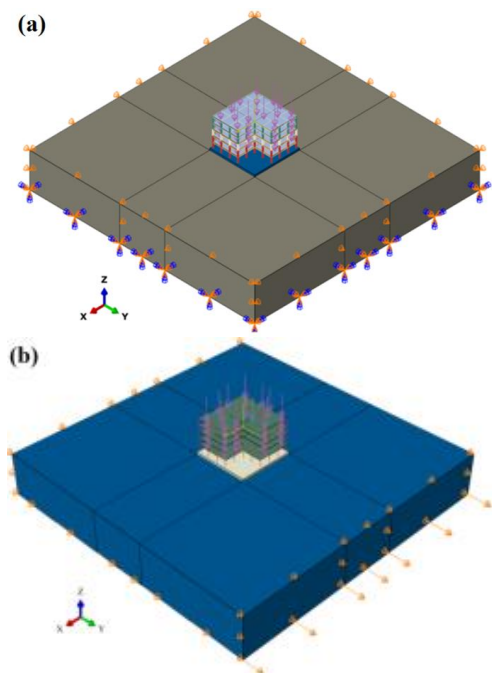
انعطاف‌پذیر واقع بر خاک نرم متفاوت است. در این حالت خاک زیرین پی، صلب در نظر گرفته شده و شرایط مرزی مستقیماً به پی اعمال می‌گردد. در مرحله بارهای گرانشی، کف پی دارای محدودیت جابه‌جایی و دوران در راستای قائم و افقی است که محدودیت جابه‌جایی در راستای افقی Y در مرحله تحلیل دینامیکی غیرخطی جهت اعمال جابه‌جایی شتابناک برداشته می‌شود. فاصله مرزبندی در نظر گرفته شده از سازه برای یک مدل اجزای محدود تأثیر قابل توجهی بر زمان محاسباتی تحلیل‌ها دارد [۵۲ و ۵۳]. از همین رو در تحقیق حاضر برای اعمال شرایط مرزی دینامیکی، فاصله بین مرزها به اندازه کافی دور از سازه در نظر گرفته شد تا اثر مرزی بر نتایج حداقل گردد. همچنین مرز خاک در عمق آن ثابت در نظر گرفته شد.

## ۲-۵- اندرکنش و مش‌بندی المان‌های سازه‌ای

در این تحقیق برای شبیه‌سازی المان محدود بسیاری از المان‌های سازه‌ای از دستورات موجود در کتابخانه ABAQUS [۵۲] استفاده شده است. کلیه مقاطع طراحی شده برای المان‌های تیر و ستون سازه‌ها با استفاده از مدل خطی B31 و مقاطع از پیش تعریف شده در ABAQUS مدل‌سازی شده‌اند. خاک و پی و همچنین دال‌های بتنی سقف سازه‌ها به ترتیب با استفاده از المان‌های C3D8R و S4R مبتنی بر انتگرال‌گیری کاهش‌یافته مدل‌سازی و مش‌بندی شده‌اند. المان C3D8R شامل هشت گره با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره است. المان S4R نیز دارای چهار گره و شش درجه آزادی (سه درجه انتقالی و سه درجه چرخش) در هر گره بوده و دارای عملکرد خمشی و غشایی است. جزئیات اتصال و تماس بین المان‌های تیر و ستون‌های فولادی و دیواره و دال‌های بتنی سقف سازه‌ها از طریق مدل‌سازی المان محدود در ABAQUS در [۵۲] موجود است. برای مقید کردن ستون‌ها به پی از "رابط چرخشی"<sup>۱</sup> [۳۸] استفاده شد. تماس بین پی و خاک زیرسازه با استفاده از روش اندرکنش سطح به سطح<sup>۲</sup> [۴۰] تعیین شد. برای تعریف جداگرها از "رابط کارترین"<sup>۳</sup> [۳۸] استفاده شد. همچنین برای تعیین شرایط مرزی جداگر LRB بین پی و سازه، انتهای ستون‌ها در تمامی جهات به جز در جهت اعمال بارگذاری مقید گردید. شکل (۶) نماهای دوبعدی و سه‌بعدی مش‌بندی اعمال شده بر روی اجزای مختلف مدل‌های شبیه‌سازی شده در ABAQUS را نشان می‌دهد.

## ۲-۶- اعتبارسنجی مدل عددی

تحلیل‌ها، شرایط مرزی مورد استفاده برای خاک در شرایط بارگذاری استاتیکی و دینامیکی غیرخطی متفاوت است. در این مطالعه، برای تعیین شرایط مرزی، انتهای خاک یک بستر سنگی فرض شده است. بنابراین، حرکت در تمام جهات محدود شده و تنها در جهت بارگذاری آزاد می‌شود. بر این اساس، برای اعمال بارگذاری استاتیکی (ثقلی)، با در نظر گرفتن فاصله کافی از سازه و فونداسیون، مرزهای خاک به صورت تکیه‌گاه ساده و از نوع غلتکی در نظر گرفته شد. بنابراین، در مرحله اعمال بارهای ثقلی، حرکت در تمام جهات محدود شده و تنها در جهت بارگذاری آزاد می‌باشد. در بارگذاری دینامیکی با نظر به این که جابه‌جایی در جهت افقی اعمال می‌گردد، محدودیت جابه‌جایی سیستم در جهات افقی برداشته می‌شود. همچنین برای اعمال بارگذاری دینامیکی، فاصله مرزها به اندازه کافی دور از سازه در نظر گرفته شد تا اثر مرزها به حداقل برسد. شکل (۵) شرایط بارگذاری و شرایط مرزی اعمال شده در مدل‌سازی‌ها را در حین بارگذاری ثقلی و بارگذاری دینامیکی بر روی یک سازه نمونه دارای نامنظمی ۲۰٪ نشان می‌دهد.



شکل ۵- شرایط بارگذاری و شرایط مرزی اعمال شده بر روی یک سازه نمونه، (a) بارگذاری استاتیکی، (b) بارگذاری دینامیکی غیرخطی

لازم به ذکر است که شرایط مرزی اعمال شده در حالتی که پی زیر سازه صلب در نظر گرفته می‌شود، اندکی با حالت پی

<sup>3</sup> Cartesian Connector

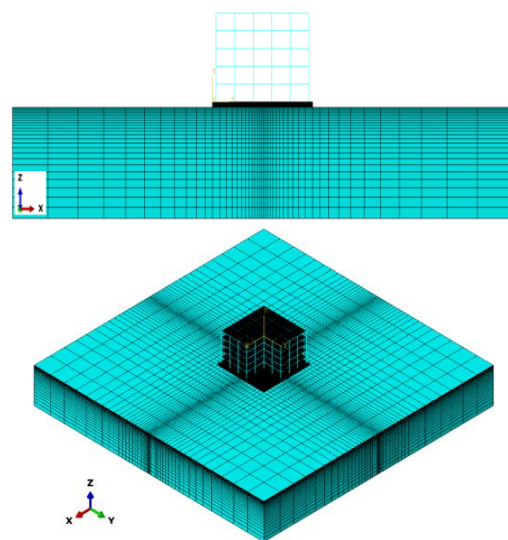
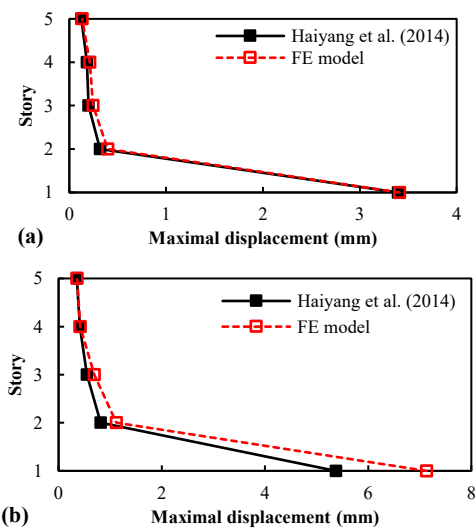
<sup>1</sup> Rotational Connector

<sup>2</sup> Surface to Surface

جابه‌جایی-زمان و شتاب-زمان برای طبقه آخر (سقف) سازه تحت اثر بخش قوی رکورد زلزله بم حدود ۱۶ ثانیه (بین ۲۰ تا ۳۶ ثانیه)، حاصل از شبیه‌سازی المان محدود انجام شده در تحقیق حاضر را در مقایسه با مدل عددی [۲۶] نشان می‌دهد. به‌منظور درک دقت مدل‌سازی عددی، در جدول (۸) نتایج حاصل از حداکثر پاسخ جابه‌جایی و شتاب طبقه آخر سازه‌های مدل‌سازی شده در تحقیق حاضر در مقایسه با مدل‌های مرجع ارائه شده است. همان‌طور که در جدول (۸) مشاهده می‌گردد، خطای پاسخ حداکثر جابه‌جایی طبقه آخر سازه مدل‌سازی شده در مقایسه با مدل آزمایشگاهی [۱۹] در دو حالت به‌ترتیب برابر با ۶/۶۲ و ۱/۳۶ درصد است. این مقدار خطا برای حداکثر پاسخ جابه‌جایی و شتاب طبقه آخر سازه مدل‌سازی شده در مقایسه با مدل عددی [۲۶] به‌ترتیب برابر ۸/۵ و ۱/۶۵ درصد تعیین شده است. این نتایج نشان‌دهنده دقت بالای مدل شبیه‌سازی شده در مقایسه با هر دو مدل مرجع بوده و دلالت بر صحت مدل‌سازی انجام شده در تحقیق حاضر دارد.

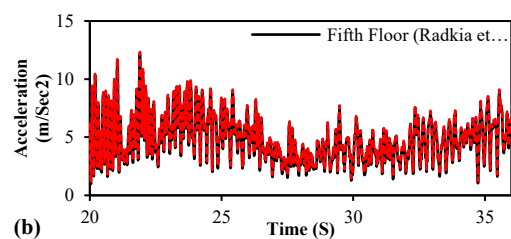
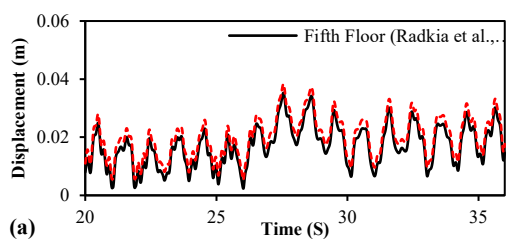
در مطالعه حاضر برای اعتبارسنجی مدل‌سازی المان محدود در نرم‌افزار ABAQUS، از دو نمونه مدل‌سازی آزمایشگاهی [۱۹] و مدل‌سازی عددی [۲۶] استفاده شد. بدین منظور یک مدل المان محدود برای تعیین رفتار قاب فولادی ۵ طبقه جداسازی شده از پایه مطابق با مطالعه آزمایشگاهی هیان و همکاران [۱۹] ساخته شد و پاسخ حداکثر جابه‌جایی طبقات آن در مقابل تحریک زلزله معادل الاسترو (PGA=0.3g) در دو حالت سازه روی پی خاک و سازه روی پی صلب مورد ارزیابی قرار گرفت. علاوه بر این، یک ساختمان ۵ طبقه جداسازی شده با نامنظمی ۴۰٪ مطابق با مطالعه عددی رادکیا و همکاران [۲۶] مدل‌سازی شد و پاسخ رفتار آن تحت اثر تحریک زلزله بم مورد سنجش قرار گرفت.

جزئیات مدل‌های مورد مطالعه و تکنیک‌های مدل‌سازی به‌ترتیب در [۱۹] و [۲۶] موجود است. شکل (a-۷) و (b-۷) به‌ترتیب نمودار پاسخ حداکثر جابه‌جایی طبقات سازه مدل‌سازی شده در مقایسه با مدل آزمایشگاهی [۱۹] را در دو حالت سازه روی پی خاک و سازه روی پی صلب نشان می‌دهد. علاوه بر این، شکل (a-۸) و (b-۸) به‌ترتیب نمودارهای پاسخ



شکل ۸- نماهای دوبعدی و سه‌بعدی اجزای مختلف مدل‌های شبیه‌سازی شده در ABAQUS

شکل ۷- پاسخ حداکثر جابه‌جایی طبقات در مقایسه با مدل آزمایشگاهی [۱۹] در حالت‌های (a) سازه روی پی خاک و (b) سازه روی پی صلب



شکل ۸- (a) پاسخ جابه‌جایی-زمان و (b) نمودار پاسخ شتاب-زمان برای طبقه آخر سازه مدل‌سازی شده در مقایسه با مدل عددی [۲۶]

جدول ۸- مقایسه نتایج بیشینه پاسخ جابه‌جایی طبقه آخر سازه مدل‌سازی شده در مقایسه با مدل‌های مرجع

مدل	پاسخ سازه	حالت مدل‌سازی	مدل‌های مرجع	مدل‌سازی المان محدود	اختلاف (%)
آزمایشگاهی	حداکثر جابه‌جایی (mm/s)	سازه روی پی خاک	۰.۱۲۴	۰.۱۳۳	۶.۶۲
	حداکثر جابه‌جایی (mm/s <sup>2</sup> )	سازه روی پی صلب	۰.۳۵۴	۰.۳۵۹	۱.۳۶
عددی	حداکثر جابه‌جایی (mm/s)	سازه روی خاک نوع III	۰.۰۳۵۲۲	۰.۰۳۸۲۷	۸.۵۰
	حداکثر شتاب (mm/s <sup>2</sup> )	سازه روی خاک نوع III	۱۲.۱۳۱	۱۲.۳۳۰	۱.۶۵

### ۳-۱- اثرات تعداد طبقات و نامنظمی

در این بخش اثر تعداد طبقات و نامنظمی هندسی بر رفتار سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه جداسازی شده از پایه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ مورد بررسی قرار گرفته است.

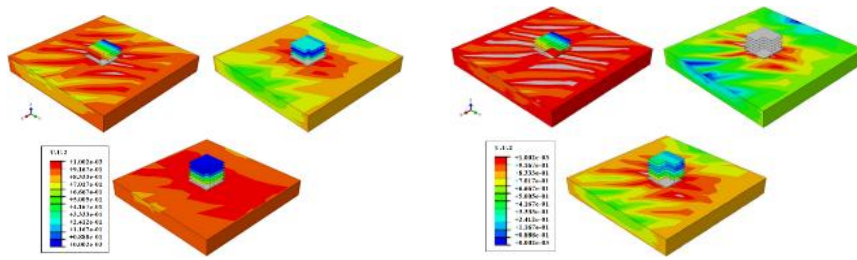
شکل (a-۱۰) و (b-۱۰) به ترتیب کانتورهای تنش ایجاد شده در سازه‌های مورد مطالعه با نامنظمی‌های ۲۰٪ و ۴۰٪ را نشان می‌دهد. مطابق شکل (a-۱۰) نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات، تنش ایجاد شده در سازه افزایش یافته و همچنین تنش با کاهش شماره طبقه به صورت قابل توجهی افزایش می‌یابد. همچنین همان‌طور که در شکل (b-۱۰) مشاهده می‌گردد، تنش‌های ایجاد شده در سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با افزایش تعداد طبقات به طور قابل ملاحظه‌ای در طبقات پایین افزایش یافته است. از سوی دیگر تنش ایجاد شده در طبقات آخر سازه ۷ طبقه بیش تر از سازه‌های ۳ و ۵ طبقه است.

شکل (a-۱۱) و (b-۱۱) به ترتیب کانتورهای کرنش ایجاد شده در دال‌های کف سازه‌های مورد مطالعه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (a-۱۱) مشاهده می‌شود، کرنش ایجاد شده در دال‌های کف سازه‌های مورد مطالعه با نامنظمی ۲۰٪ در منطقه میانی هر دال بیش تر می‌باشد. در عین حال کرنش بیشینه دال‌های کف در سازه‌های ۵ و ۷ طبقه نزدیک به مقدار حد مجاز کرنش است؛ این در حالی است که کرنش بیشینه در سازه ۳ طبقه، با مقدار حد کرنش مجاز فاصله قابل توجهی دارد. مطابق شکل (b-۱۱)، کرنش ایجاد شده در دال‌های کف سازه‌ها با نامنظمی ۴۰٪ برای طبقه اول سازه ۳ طبقه

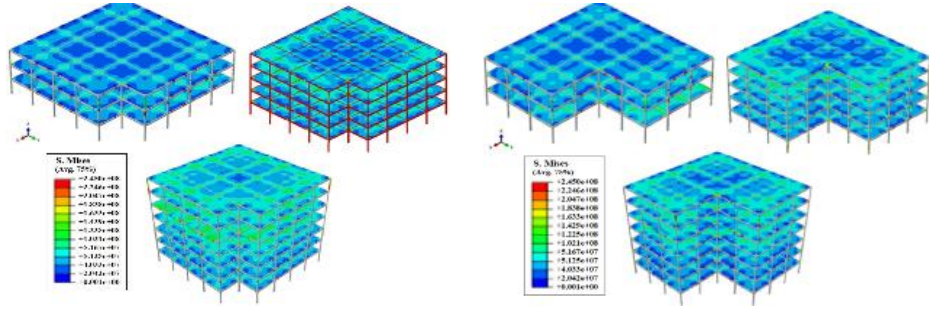
بیش تر است. این در حالی است که کرنش دال‌ها در سازه‌های ۵ و ۷ طبقه در طبقات بالاتر بیش تر می‌باشد. نکته حائز اهمیت دیگر حاکی از کرنش قابل توجه در محل اتصال دال‌ها به تیرها است. همچنین این کرنش‌ها در قسمت‌های خارجی سازه نسبت به قسمت‌های داخلی سازه بیش تر است.

شکل‌های (a-۱۲) و (b-۱۲) به ترتیب کانتورهای کرنش ایجاد شده در اسکلت سازه‌های مورد مطالعه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج شکل (a-۱۲) مشاهده می‌گردد که برای سازه‌های دارای نامنظمی ۲۰٪، کرنش ایجاد شده در المان‌های تیر موازی با جهت حرکت زمین، در ناحیه اتصالی به ستون‌ها از مقادیر بالایی برخوردار است. کرنش ایجاد شده در المان‌های تیر عمود بر حرکت زمین، در قسمت میانی بیش تر بوده و در تیرهای کناری (دهانه‌های اول و آخر در ناحیه میانی) کرنش پلاستیک نیز رخ داده است. نکته قابل توجه دیگر، افزایش کرنش پلاستیک ایجاد شده با افزایش تعداد طبقات می‌باشد. همچنین مطابق شکل (b-۱۲) برای سازه‌های دارای نامنظمی ۴۰٪، کرنش ایجاد شده در المان‌های تیر اسکلت سازه‌های ۳ و ۵ طبقه که در موازات حرکت زمین هستند در ناحیه اتصالی بیش تر است. کرنش ایجاد شده در سازه ۷ طبقه در المان‌های تیر به موازات حرکت زمین در طبقات بالا در ناحیه میانی بیشینه است. این کرنش در المان‌های تیر عمود بر حرکت زمین در طبقات پایین تر سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه و در ناحیه میانی بیشینه می‌باشد.

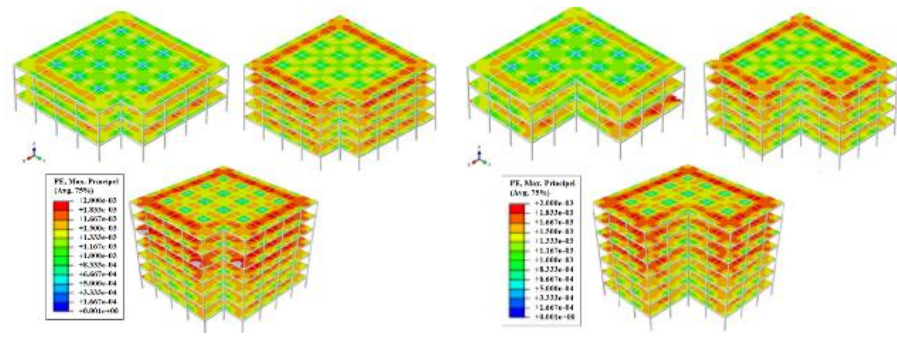




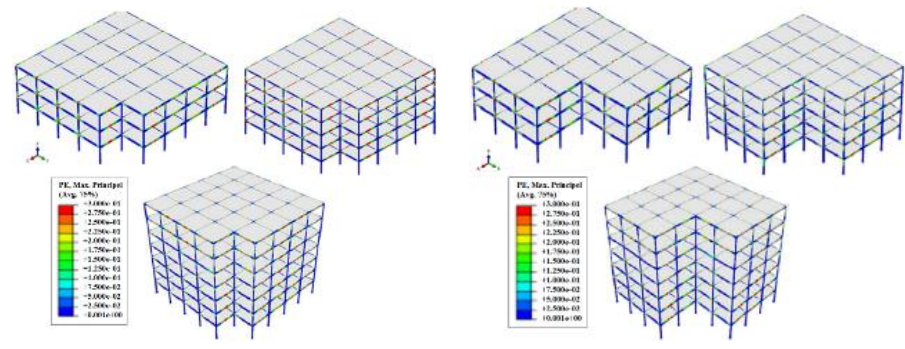
شکل ۹- کانتورهای جابه‌جایی کل سیستم در جهت Y برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به‌ازای نامنظمی هندسی: (a) ۲۰٪، (b) ۴۰٪



شکل ۱۰- کانتورهای تنش برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به‌ازای نامنظمی هندسی: (a) ۲۰٪، (b) ۴۰٪



شکل ۱۱- کانتورهای کرنش در دال‌های کف برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به‌ازای نامنظمی هندسی: (a) ۲۰٪، (b) ۴۰٪

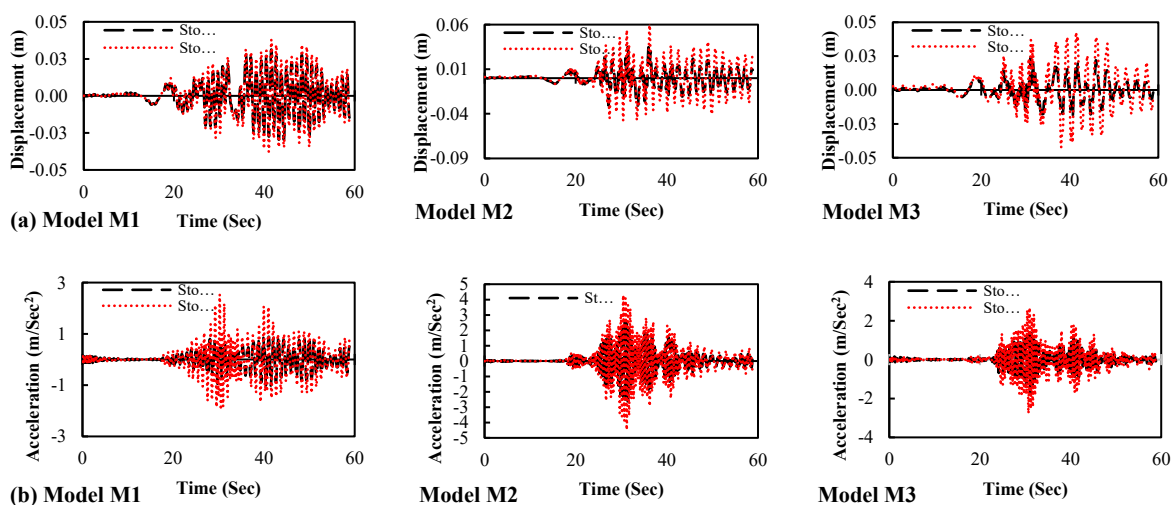


شکل ۱۲- کانتورهای کرنش در اسکلت برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه به‌ازای نامنظمی هندسی: (a) ۲۰٪، (b) ۴۰٪

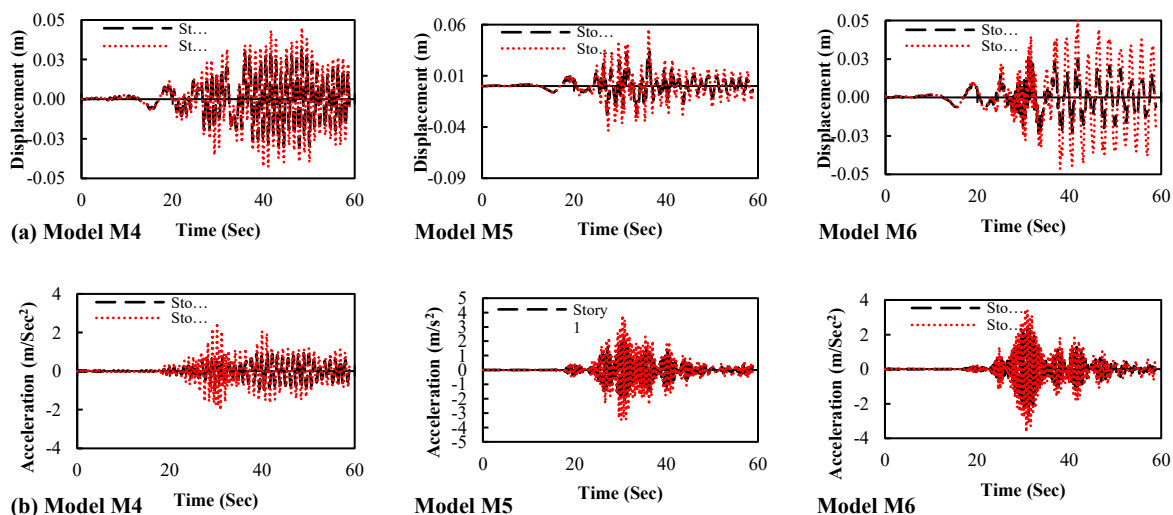


(b-14) به ترتیب نمودارهای پاسخ جابه‌جایی-زمان و شتاب-زمان سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با نامنظمی ۴۰٪ را نشان می‌دهد. همان‌گونه در این شکل مشاهده می‌شود همانند سازه‌های دارای نامنظمی ۲۰٪، در سازه با نامنظمی ۴۰٪ نیز مدل ۳ طبقه نسبت به مدل‌های ۵ و ۷ طبقه دارای دوره‌های پاسخ کوتاه‌تر و تعداد دوره‌های پاسخ بیشتری می‌باشد. پاسخ شتاب در سازه‌های با نامنظمی ۴۰٪ در انتهای زمان اعمال رکورد میرانشده و همچنین در سازه ۷ طبقه دارای شدت بیش‌تر است. نمودار پاسخ جابه‌جایی و شتاب بیانگر عدم میراشدن سازه در انتهای زمان اعمال رکورد زلزله می‌باشد.

شکل‌های (a-13) و (b-13) به ترتیب نمودارهای پاسخ جابه‌جایی-زمان و شتاب-زمان سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با نامنظمی ۲۰٪ را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد دوره‌های پاسخ در سازه ۳ طبقه نسبت به سازه‌های ۵ و ۷ طبقه کوتاه‌تر و طبیعتاً تعداد آن بیش‌تر است. همچنین محدوده جابه‌جایی طبقات در زمان مشخص در سازه ۷ طبقه به‌طور قابل‌توجهی نسبت به محدوده جابه‌جایی طبقات در سازه‌های ۳ و ۵ طبقه بیش‌تر است. پاسخ شتاب سازه‌های ۵ و ۷ طبقه نسبت به سازه ۳ طبقه به رکورد زلزله قابل‌توجه بوده و باعث ایجاد دامنه‌های بلندی در پاسخ شتاب می‌گردد. شکل (a-14) و



شکل ۱۳- پاسخ طبقات اول و آخر سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪، (a) نمودار جابه‌جایی-زمان، (b) نمودار شتاب-زمان



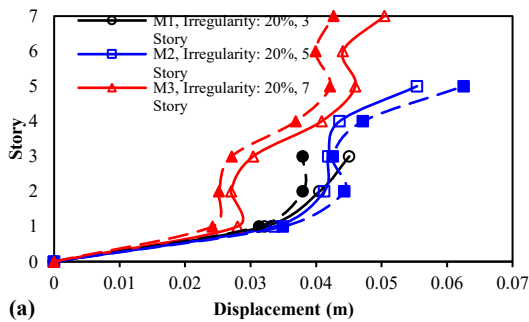
شکل ۱۴- پاسخ طبقات اول و آخر سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی ۴۰٪، (a) نمودار جابه‌جایی-زمان، (b) نمودار شتاب-زمان

سازه‌های دارای نامنظمی ۲۰٪ عبارتند از: بیشینه پاسخ جابه‌جایی برای سه طبقه اول سازه ۳ طبقه و ۵ طبقه تقریباً برابر است، این در حالی است که بیشینه جابه‌جایی در سه طبقه اول سازه ۷ طبقه کم‌تر از

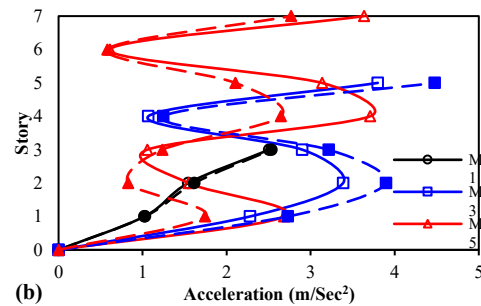
شکل ۱۵ نمودارهای بیشینه پاسخ سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ را به صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهد. بر اساس نمودار پاسخ جابه‌جایی-زمان (شکل ۱۵-a)، نتایج به‌دست‌آمده برای



بیش‌تر است. نکته حائز اهمیت دیگر حاکی از مقدار برابر بیشینه پاسخ شتاب در طبقه آخر سازه‌های ۵ و ۷ طبقه به‌طور تقریبی است. نتایج برای سازه‌های دارای نامنظمی ۰.۴٪ نشان می‌دهد که: پاسخ شتاب سازه ۵ طبقه به استثناء طبقه ۴، نسبت به طبقات متناظر در سازه ۷ طبقه بیش‌تر است. از طرفی بیشینه پاسخ شتاب در ۳ طبقه اول سازه ۵ طبقه نسبت به سازه ۳ طبقه بیش‌تر است. بیشینه پاسخ شتاب در طبقه آخر سازه ۳ و ۷ طبقه تقریباً برابر بوده و بیشینه پاسخ شتاب طبقه آخر در سازه ۵ طبقه نسبت به سازه‌های ۳ و ۷ طبقه بیش‌تر است.



بیشینه جابه‌جایی در سازه‌های ۳ و ۵ طبقه است. نکته قابل توجه دیگر این است که بیشینه جابه‌جایی طبقه آخر برای سازه ۷ طبقه از سازه ۵ طبقه کم‌تر بوده و پاسخ جابه‌جایی در سازه ۵ طبقه از همه بیش‌تر است. این نتایج برای سازه‌های دارای نامنظمی ۰.۴٪ عبارتند از: بیشینه پاسخ جابه‌جایی در سازه ۵ طبقه نسبت به سازه‌های ۳ و ۷ طبقه بیش‌تر می‌باشد. بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه ۳ طبقه نسبت به ۳ طبقه اول سازه ۷ طبقه نیز بیش‌تر است. همچنین بر اساس نمودار پاسخ شتاب-زمان (شکل ۱۵-b)، نتایج حاصله برای سازه‌های دارای نامنظمی ۰.۲٪ نشان می‌دهد که: بیشینه پاسخ شتاب در سه طبقه اول سازه ۵ طبقه نسبت به سازه ۳ طبقه و ۳ طبقه اول سازه ۷ طبقه متناظراً



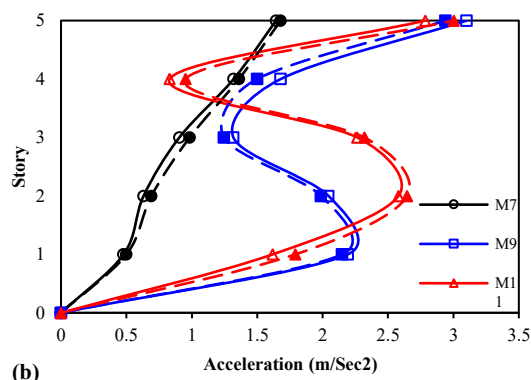
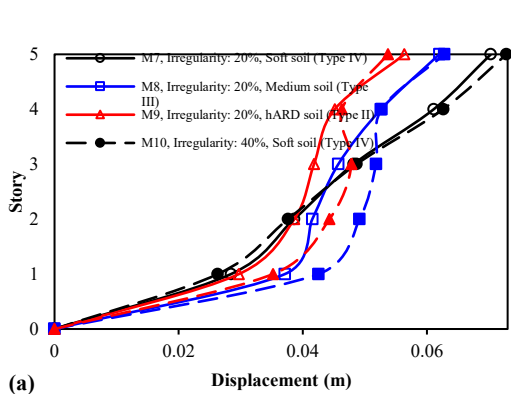
شکل ۱۵- نمودارهای مقایسه‌ای بیشینه پاسخ سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه دارای نامنظمی هندسی ۰.۲٪ و ۰.۴٪، (a) جابه‌جایی-زمان، (b) شتاب-زمان

کم‌تر از مدل‌های واقع بر خاک‌های نوع II و نوع III است. بیشینه جابه‌جایی در طبقه ۳ به‌طور تقریبی در هر سه نوع خاک برابر است. همچنین اختلاف قابل توجهی برای بیشینه جابه‌جایی در طبقات ۴ و ۵ مشاهده می‌شود. بر اساس پاسخ شتاب-زمان (شکل ۱۶-b)، نتایج حاصله برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۰.۲٪ نشان می‌دهد که: بیشینه شتاب در سازه واقع بر خاک نوع IV نسبت به سازه واقع بر خاک‌های نوع II و نوع III کم‌تر است. نکته قابل توجه برابری تقریبی بیشینه پاسخ شتاب در طبقه آخر برای سازه‌های واقع بر خاک‌های نوع II و نوع III است. نتایج برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۰.۴٪ نشان می‌دهد که: بیشینه شتاب در مدل واقع بر خاک نوع IV نسبت به مدل‌های واقع بر خاک‌های نوع II و III به استثناء طبقه چهارم کم‌تر است. بیشینه شتاب طبقه آخر در سازه واقع بر خاک‌های نوع III و نوع II تقریباً برابر بوده و دو برابر بیشینه شتاب طبقه آخر سازه واقع بر خاک نوع IV است.

### ۳-۲- اثرات اندرکنش خاک-سازه و نوع خاک

در این بخش اثر نوع خاک بر رفتار سازه ۵ طبقه جداسازی شده دارای نامنظمی‌های ۰.۲٪ و ۰.۴٪ بررسی شده است. شکل (۱۶) بیشینه پاسخ سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی‌های ۰.۲٪ و ۰.۴٪ را به‌صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهد. بر اساس پاسخ جابه‌جایی-زمان (شکل ۱۶-a)، نتایج به‌دست آمده برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۰.۲٪ عبارتند از: بیشینه جابه‌جایی سازه واقع بر خاک نوع IV برای سه طبقه اول کم‌تر از بیشینه جابه‌جایی سازه واقع بر خاک‌های نوع II و III است. این در حالی است که برای طبقات بالاتر، بیشینه جابه‌جایی سازه واقع بر خاک نوع IV نسبت به سازه واقع شده بر خاک‌های نوع II و نوع III بیش‌تر است. کم‌ترین بیشینه جابه‌جایی برای طبقات ۴ و ۵ برای سازه واقع بر خاک نوع II به‌دست آمده است. این نتایج برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۰.۴٪ عبارتند از: بیشینه جابه‌جایی برای طبقات ۱ و ۲ در مدل واقع بر خاک نوع IV



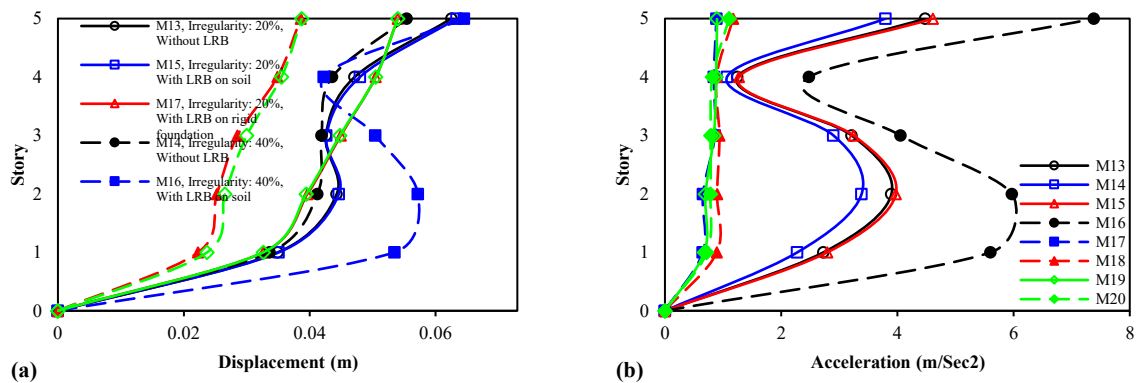


شکل ۱۶- نمودارهای مقایسه‌ای بیشینه پاسخ سازه‌های ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ قرارگرفته بر روی خاک‌های نرم، متوسط و سخت، (a) جابه‌جایی-زمان، (b) شتاب-زمان

بیشینه پاسخ شتاب سازه بدون جداگر بر روی پی صلب نسبت به سازه با جداگر بر روی پی صلب نزدیک به هم است. همچنین بر اساس نمودار پاسخ شتاب-زمان (شکل ۱۷-ب)، نتایج حاصله برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ نشان می‌دهد که: بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه بدون جداگر و با جداگر بر روی خاک به استثنا طبقات ۳ و ۴، از بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه با و بدون جداگر بر روی پی صلب بیش‌تر است. نکته قابل توجه دیگر، برابری تقریبی بیشینه پاسخ جابه‌جایی طبقات سازه با و بدون جداگر بر روی خاک می‌باشد. چنین نتیجه‌ای در سازه با و بدون جداگر واقع شده بر روی پی صلب نیز قابل رؤیت است. این امر بیانگر اثر جزئی جداگر بر پاسخ جابه‌جایی سازه است. نتایج برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۴۰٪ نشان می‌دهد که: بیشینه پاسخ شتاب با جداگر بر روی خاک نسبت به سایر مدل‌ها بیش‌تر است. با این وجود ذکر این نکته ضروری است که بیشینه پاسخ شتاب در سازه با جداگر بر روی خاک به استثنا طبقه آخر به‌طور تقریبی دارای مقدار برابری با سازه‌ی بدون جداگر بر روی خاک است. همچنین بیشینه پاسخ شتاب در سازه واقع شده بر روی پی صلب نیز نسبت به سازه‌ی با جداگر بر روی پی صلب به‌طور نامحسوسی بیش‌تر است. در نهایت بیشینه پاسخ شتاب و به‌طور خاص طبقه بام، در سازه‌های واقع شده بر روی خاک به‌طور قابل توجهی نسبت به سازه‌های واقع شده بر روی پی صلب بیش‌تر است.

### ۳-۳- اثرات جداسازی سازه و صلبیت پی

در این بخش اثرات جداسازی سازه و صلبیت پی بر رفتار سازه ۵ طبقه جداسازی شده از پایه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ مورد بررسی قرار گرفته است. جهت نیل به این هدف، چهار مدل سازه‌های شامل سازه‌های بدون جداگر بر روی خاک (M13)، دارای جداگر بر روی خاک (M14)، دارای جداگر بر روی پی صلب (M15) و بدون جداگر بر روی پی صلب (M16) مدل‌سازی گردیدند. شکل ۱۷ نمودارهای بیشینه پاسخ سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ و مدل‌سازی شده واقع در چهار حالت مختلف را به‌صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهد. بر اساس نمودار پاسخ جابه‌جایی-زمان (شکل ۱۷-ا)، نتایج به‌دست آمده برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ عبارتند از: بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه با جداگر بر روی خاک از سازه‌های بدون جداگر بر روی خاک، با جداگر بر روی پی صلب و بدون جداگر بر روی پی صلب بیش‌تر است. نکته قابل توجه دیگر این که بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه با جداگر بر روی پی صلب و خاک تقریباً برابر است؛ این درحالی است که بیشینه پاسخ جابه‌جایی مدل با جداگر بر روی پی صلب نسبت به مدل بدون جداگر بر روی پی صلب کم‌تر است. این نتایج برای سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۴۰٪ نشان داد که: بیشینه پاسخ شتاب در سازه با جداگر بر روی خاک نسبت به سایر مدل‌ها به‌صورت قابل توجهی بیش‌تر است. همچنین



شکل ۱۷- نمودارهای مقایسه‌ای بیشینه پاسخ سازه ۵ طبقه دارای نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ برای حالت‌های M13، M14، M15، M16 و M16، (a) جابه‌جایی-زمان، (b) شتاب-زمان

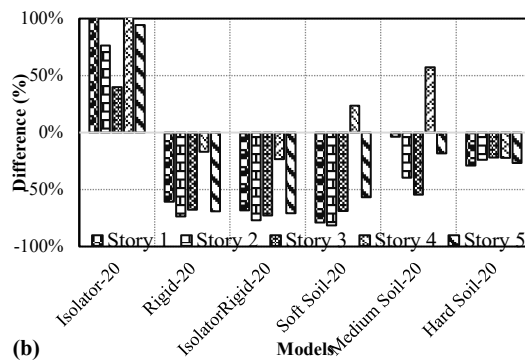
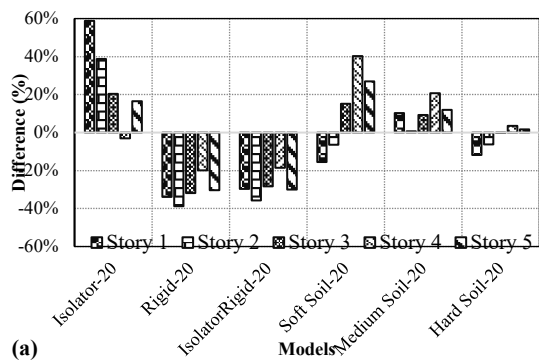
#### ۴- بحث و بررسی مقایسه‌ای نتایج

در این بخش بیشینه پاسخ سازه‌ها با نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ با تغییر پارامتر تعداد طبقات، نوع خاک و وجود جداگر مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

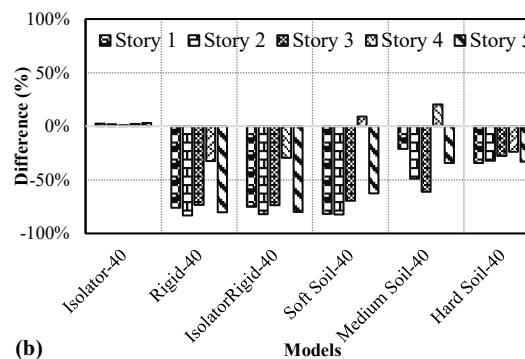
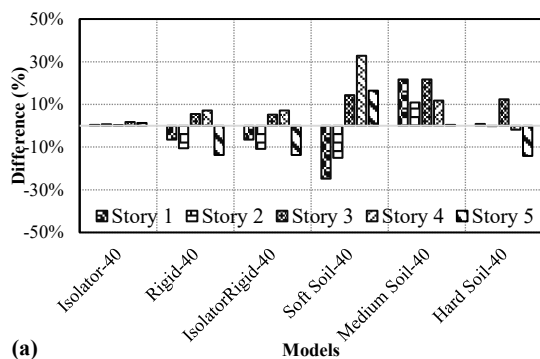
شکل (a-18) و (b-18) به ترتیب اختلاف بیشینه پاسخ جابه‌جایی و شتاب طبقات سازه با نامنظمی ۲۰٪ به‌زای مدل‌های مختلف مورد مطالعه را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (a-18) مشاهده می‌گردد، وجود جداگر باعث افزایش بیشینه پاسخ جابه‌جایی طبقات شده و وجود پی صلب یا به عبارتی صرف‌نظرکردن از اثر SSI باعث کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی گردیده است. تغییرات در نوع خاک و در نظر گرفتن خاک نرم (نوع IV) و خاک متوسط (نوع III) باعث افزایش بیشینه پاسخ جابه‌جایی شده است. در عین حال وجود خاک سخت (نوع II) باعث کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی شده است. همچنین مطابق شکل (b-18) مشاهده می‌گردد که وجود جداگر باعث افزایش پاسخ بیشینه شتاب شده است. از طرف دیگر عدم در نظر گرفتن اثر SSI منجر به کاهش بیش از ۵۰ درصدی بیشینه پاسخ شتاب در تمامی طبقات شده است. بیشینه پاسخ شتاب در خاک‌های نرم (نوع IV) و متوسط (نوع III) به استثنای طبقه چهارم کاهش یافته است و در خاک سخت (نوع II)، بیشینه پاسخ شتاب در تمامی طبقات کاهش یافته است.

شکل (a-19) و (b-19) به ترتیب اختلاف بیشینه پاسخ جابه‌جایی و شتاب طبقات سازه با نامنظمی ۴۰٪ را نشان می‌دهد. برخلاف سازه با نامنظمی ۲۰٪، وجود جداگر باعث کاهش بسیار

جزئی و نامحسوس در بیشینه پاسخ جابه‌جایی شده است. این درحالی است که عدم در نظر گرفتن اثر SSI منجر به کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقات ۱، ۲ و ۵ شده است. وجود خاک نرم (نوع IV) باعث کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقات ۱ و ۲ و افزایش بیشینه پاسخ جابه‌جایی برای طبقات ۳ تا ۵ شده است. حضور خاک متوسط (نوع III) در زیر بستر پی منجر به افزایش بیشینه پاسخ جابه‌جایی در تمامی طبقات شده است. لازم به ذکر است که بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقه آخر (بام) به صورت جزئی افزایش یافته است. وجود خاک سخت (نوع II) به عنوان خاک زیر بستر پی نیز منجر به کاهش بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقات ۱، ۲ و ۴ شده و در طبقات ۳ و ۴ افزایش یافته است. با این وجود این تغییرات در طبقات ۱، ۲ و ۴ جزئی می‌باشد. همچنین نتایج به دست آمده در شکل (b-19) نشان می‌دهد که بیشینه پاسخ شتاب طبقات در تمامی مدل‌ها در حضور جداگر به طور میانگین ۵۰ درصد کاهش یافته است. این پاسخ در مدل با جداگر نیز به طور جزئی افزایش یافته است. همچنین شایان ذکر است که بیشینه پاسخ شتاب در طبقه ۴ خاک نرم و خاک متوسط افزایش یافته است. از جهتی نیز مقایسه نمودارها بیانگر این است که در نظر گرفتن اثر SSI منجر به افزایش پاسخ شتاب است و همان‌طور که مشاهده می‌گردد در صورت صرف نظر از اثر SSI، پاسخ شتاب به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. همچنین در صورت اضافه کردن جداگر بازم پاسخ شتاب کاهش می‌یابد، ولی این مقدار قابل توجه نمی‌باشد.



شکل ۱۸- اختلاف بیشینه پاسخ طبقات سازه ۵ طبقه با نامنظمی ۲۰٪، (a) جابه‌جایی، (b) شتاب



شکل ۱۹- اختلاف بیشینه پاسخ طبقات سازه ۵ طبقه با نامنظمی ۴۰٪، (a) جابه‌جایی، (b) شتاب

خاک و نتیجتاً انتقال اثرات موج زلزله و تنش‌های ناشی از آن از خاک به سازه می‌باشد. در خاک سخت با توجه به افزایش چسبندگی، طراحی‌های متداول در راستای اطمینان است. در سازه‌های با جداگر بر روی پی صلب، صلبیت پی پاسخ جابه‌جایی سازه را به دلیل عدم تداخل موج‌ها کاهش می‌دهد. در سازه با جداگر نیز به دلیل انتقال رفتار زلزله به سازه از طرف خاک پاسخ جابه‌جایی افزایش می‌یابد.

#### ۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثر SSI بر رفتار سازه‌های فولادی نامتقارن جداسازی‌شده از پایه مجهز به جداگرهای LRB با نامنظمی‌های هندسی مختلف پرداخته شد. به همین منظور، با مدل‌سازی اجزای محدود تعدادی مدل سازه‌ای در نرم‌افزار ABAQUS، اثرات تعداد طبقات و میزان نامنظمی پلان سازه، اثرات SSI و نوع خاک و همچنین اثر جداسازی و محل قرارگیری پی بر روی بستر نرم و صلب مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج حاصل از تحقیق حاضر به‌طور خلاصه به شرح زیر قابل بیان است:

اثرات تعداد طبقات و مقدار نامنظمی بر بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه‌ها به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای اثرگذار است. در سازه با نامنظمی ۲۰٪، بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقات ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ۴۹/۴، ۷۳/۱ و ۶۳/۷ درصد نسبت به سازه بدون نامنظمی

مقایسه نتایج ارائه‌شده در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) نشان می‌دهد که به‌صورت عمومی افزایش نامنظمی منجر به افزایش اختلاف در جابه‌جایی طبقات می‌گردد. عدم در نظرگیری اثر SSI در تمامی مدل‌های سازه‌ای در حضور و عدم حضور جداگرهای لرزه‌ای منجر به افزایش نامنظمی در جابه‌جایی طبقات می‌گردد. تفاوت در نامنظمی ناشی از جابه‌جایی‌های طبقات در مدل‌های با نامنظمی ۲۰٪ و ۴۰٪ نسبت به مدل مرجع محسوس است. مقایسه خروجی‌های به‌دست‌آمده از شتاب مدل‌های مورد مطالعه نتایج مشابهی در اختیار قرار می‌دهد. بروز نامنظمی شدید در پاسخ جابه‌جایی طبقات در مدل‌های ساخته‌شده بر روی خاک نرم به‌صورت ملموسی قابل‌مشاهده است. به‌عنوان یک جمع‌بندی، عدم در نظرگیری اثر SSI در مدل‌های ساختمانی به‌خصوص در مدل‌هایی که اثرات سختی خاک به‌صورت قابل‌ملاحظه‌ای پایین باشد، در جهت اطمینان نبوده و عدم لحاظ کردن اثر SSI منجر به بروز اختلاف قابل‌ملاحظه در مقایسه با مدل‌های عادی می‌گردد. این موضوع احتمال وقوع خطرانی همچون تشکیل طبقه نرم و فروریزش کلی سازه را در اثر زلزله در پی خواهد داشت. علاوه بر این، مقایسات انجام‌شده نشان می‌دهد که در نظر گرفتن اثرات SSI در خاک‌های نرم و متوسط می‌بایست جهت مدل‌سازی واقع‌گرایانه‌تر در نظر گرفته شود. دلیل این امر کم‌بودن چسبندگی



به عنوان یک نتیجه‌گیری کلی می‌توان گفت که عدم در نظرگیری اثرات SSI در مدل‌های سازه‌ای بالاخص در مدل‌هایی که اثرات سختی خاک به صورت قابل ملاحظه‌ای پایین باشد، در جهت اطمینان طراحی نبوده و ممکن است منجر به بروز اختلاف قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با مدل‌های عادی (بدون اثر SSI) گردد که احتمال خسارت‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد.

کاهش یافته است. مقادیر فوق برای طبقات ۱، ۲ و ۳ از سازه ۳ طبقه با نامنظمی ۴۰٪ به ترتیب کاهش ۱۰/۳۸، ۱۴/۲۸ و ۱۰/۸۱ درصدی را در مقایسه با سازه بدون نامنظمی نشان می‌دهد. در سازه ۷ طبقه با نامنظمی ۲۰٪ این اختلاف در بیشینه پاسخ جابه‌جایی برای طبقات ۱ الی ۵ به ترتیب ۱۶/۹۱، ۳۴/۴۷، ۲۷/۳۹، ۶/۳۱ و ۱۷/۰۰ درصد در مقایسه با سازه بدون نامنظمی کاهش یافته است. مقادیر فوق برای طبقات ۱ الی ۵ از سازه ۷ طبقه با نامنظمی ۴۰٪ به ترتیب ۳۰/۷۸، ۴۳/۲۴، ۳۶/۳۵، ۲۱/۷۳ و ۳۲/۶۴ درصد کاهش یافته است.

اثرات نوع خاک نیز در بیشینه پاسخ جابه‌جایی در هر دو مدل سازه با نامنظمی هندسی ۲۰٪ و ۴۰٪ قابل توجه است. بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه با نامنظمی هندسی ۲۰٪ در طبقه آخر نسبت به سازه مرجع در خاک نرم، خاک متوسط و خاک سخت به ترتیب ۲۶/۸۷، ۱۱/۸۹ و ۱/۷۳ درصد افزایش یافته است. بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه با نامنظمی ۴۰٪ در طبقه آخر نسبت به سازه مرجع در خاک نرم و خاک متوسط به ترتیب ۱۶/۴۳ و ۰/۴۵ درصد افزایش و در خاک سخت ۱۴/۱۲ درصد کاهش یافته است.

اثرات جداگر و پی صلب که به صورت ساده‌تر صرف نظر کردن از اثرات SSI می‌باشد، نیز پارامتر مورد بررسی دیگری بوده که اثرات آن بر بیشینه پاسخ جابه‌جایی و شتاب حائز اهمیت است. اختلاف بیشینه پاسخ جابه‌جایی برای سازه با نامنظمی هندسی ۲۰٪ در طبقه آخر نسبت به سازه مرجع در حالت وجود جداگر، ۱۶/۴۹ درصد افزایش و در حالات قرارگیری بر روی پی صلب و قرارگیری با جداگر بر روی پی صلب به ترتیب ۳۰/۳۶ و ۳۰/۰۹ درصد کاهش یافته است. اختلاف بیشینه پاسخ جابه‌جایی برای سازه با نامنظمی هندسی ۴۰٪ در طبقه آخر نسبت به سازه مرجع در حالت وجود جداگر، ۱/۲۹ درصد افزایش و در حالات قرارگیری بر روی پی صلب و قرارگیری با جداگر بر روی پی صلب به ترتیب ۱۳/۶۵ و ۱۳/۶۵ درصد کاهش یافته است.

اثر نامنظمی ۲۰٪، ۴۰٪ و ۶۰٪ بر بیشینه پاسخ جابه‌جایی است که این مقادیر برای تمامی طبقات محاسبه گردیده است. بیشینه پاسخ جابه‌جایی در طبقات ۱ الی ۵ سازه با نامنظمی ۶۰٪ نسبت به سازه با نامنظمی ۲۰٪ به ترتیب ۳۶/۱۸، ۲۱/۱۵، ۸/۷۷، ۲۵/۳۶ و ۳۷/۲۹ درصد افزایش یافته است. این مقادیر نسبت به سازه با نامنظمی ۴۰٪ برای طبقات ۱ الی ۵ به ترتیب ۳۱/۲۵، ۱۲/۷۶، ۶/۹۵، ۱۵/۸۷ و ۲۱/۶۶ درصد افزایش یافته است.



- [13] Stehmeyer, E.H., Rizos, D.C. (2008), "Considering dynamic soil structure interaction (SSI) effects on seismic isolation retrofit efficiency and the importance of natural frequency ratio", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(6), 468-479.
- [14] Spyarakos, C.C., Maniatakis, C.A., Koutromanos, I.A. (2009), "Soil-structure interaction effects on base-isolated buildings founded on soil stratum", *Engineering Structures*, 31(3), 729-737.
- [15] Cavalieri, F., Correia, A.A., Crowley, H., Pinho, R. (2020), "Dynamic soil-structure interaction models for fragility characterisation of buildings with shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.106004>.
- [16] Krishnamoorthy, A., Anita, S. (2016), "Soil-structure interaction analysis of a FPS-isolated structure using finite element model", *Structures*, 5, 44-57.
- [17] Luco, J.E. (2014), "Effects of soil-structure interaction on seismic base isolation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, 167-177.
- [18] Firoj, M., Bahuguna, A., Kanth, A., Agrahari, R. (2022), "Effect of nonlinear soil-structure interaction and lateral stiffness on seismic performance of mid-rise RC building", *Journal of Building Engineering*, 59, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105096>.
- [19] Haiyang, Z., Xu, Y., Chao, Z., Dandan, J. (2014), "Shaking table tests for the seismic response of a base-isolated structure with the SSI effect", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 208-218.
- [20] Athamnia, B., Ounis, A., Abdeddaim, M. (2017), "Effect of a Near Fault on the Seismic Response of a Base-Isolated Structure with a Soft Storey", *Slovak Journal of Civil Engineering*, 25(4), 34-46.
- [21] Hassan, A., Pal, S. (2018), "Effect of soil condition on seismic response of isolated base buildings", *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 10, 249-261.
- [22] Shoaie, P., Mahsuli, M. (2019), "Reliability-based design of steel moment frame structures isolated by lead-rubber bearing systems", *Structures*, 20, 765-778.
- [23] Ye, K., Xiao, Y., Hu, L. (2019), "A direct displacement-based design procedure for base-isolated building structures with lead rubber bearings (LRBs)", *Engineering Structures*, 197, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109402>.
- [24] Radkia, S., Rahnavard, R., Tuwair, H., Gandomkar, F.A., Napolitano, R. (2020), "Investigating the effects of seismic isolators on steel asymmetric structures considering soil-structure interaction", *Structures*, 27, 1029-1040.
- [1] Rahnavard, R., Naghavi, M., Abudi, M., & Suleiman, M. (2018), "Investigating Modeling approaches of Buckling-Restrained braces under cyclic Loads", *Case Studies in Construction Materials*, 8, 476-488.
- [2] Naeim, F., & Kelly, J.M. (1999), "Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice", John Wiley & Sons, Inc., University of California at Berkeley, USA.
- [3] Maddaloni, G., Caterino, N., Occhiuzzi, A. (2016), "Shake table investigation of a structure isolated by recycled rubber devices and magnetorheological dampers", *Structural Control and Health Monitoring*, 24(5), e1906.
- [4] Richiedei, D., Trevisani, A. (2017), "Simultaneous active and passive control for eigenstructure assignment in lightly damped systems", *Mechanical Systems and Signal Processing*, 85, 556-566.
- [5] Tena-Colunga, A., Eduardo Pérez-Rocha, L., Avilés, J., Cordero-Macías, C. (2015), "Seismic isolation of buildings for power stations considering soil-structure interaction effects", *Journal of Building Engineering*, 4, 21-40.
- [6] Bakhshandeh, M., Mahboubi Niazmandi, M. (2023), "Seismic response of base-isolated irregular steel structures equipped with lead-rubber bearing (LRB) isolators considering the effects of soil-structure interaction (SSI)", *International Review of Civil Engineering (I.RE.C.E.)*, 15(3).
- [7] Becker, T.C., Yamamoto, S., Hamaguchi, H., Higashino, M., Nakashima, M. (2015), "Application of isolation to high-rise buildings: a Japanese design case study through a US design code lens", *Earthquake Spectra*, 31(3), 1451-1470.
- [8] Sheikh, H., Van Engelen, N.C., Ruparathna, R. (2022), "A review of base isolation systems with adaptive characteristics", *Structures*, 38, 1542-1555.
- [9] Cancellara, D., DeAngelis, F. (2017), "Assessment and dynamic nonlinear analysis of different base isolation systems for a multi-storey RC building irregular in plan", *Computers & Structures*, 180, 74-88.
- [10] Clemente, P., Martelli, A. (2019), "Seismically isolated buildings in Italy: state-of-the-art review and applications", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 471-487.
- [11] Scarfone, R., Morigi, M., Conti, R. (2020), "Assessment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128(1), <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105864>.
- [12] Novak, M., Henderson, P. (1989), "Base-isolated buildings with soil-structure interaction", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 18, 751-765.

- [25] Kazeminezhad, E., Kazemib, M.T., Mirhosseini, S.M. (2020), "Modified procedure of lead rubber isolator design used in the reinforced concrete building", *Structures*, 22, 45-73.
- [26] Zheng, W., Wang, H., Tan, P., Li, J., Liu, Y. (2022), "Numerical modeling and experimental validation of Sliding-LRBs considering hysteretic strength degradation", *Engineering Structures*, 262, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114374>.
- [27] Chopra, A.K. (1995), "Dynamics of Structures", Prentice.
- [28] McCrum, D.P., Broderick, B.M. (2014), "Seismic assessment of a steel braced plan mass symmetric/asymmetric building structure", *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 133-142.
- [29] Askouni, P.K., Karabalis, D.L. (2021), "SSI influence on the seismic response of asymmetrical small, low-rise R/C buildings", *Structures*, 32, 1355-1373.
- [30] Manoukas, G.E. (2018), "Evaluation of a multimode pushover procedure for asymmetric in plan and non-regular in elevation R/C buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 742-775.
- [31] Terzi, V.G., Athanatopoulou, A. (2021), "Influence of soil structure interaction effects on the real elastic axis of asymmetric buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 146, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106775>.
- [32] Etedali, S., Sohrabi, M.R. (2016), "A proposed approach to mitigate the torsional amplifications of asymmetric base-isolated buildings during earthquakes", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(2), 768-776.
- [33] AISC-341 (2010), "Seismic provision for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [34] "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان"، (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ویرایش سوم.
- [35] Computers and Structures, Inc. (2008), ETABS Theory Manual. Version 9.2.0. Copyright Computers and Structures, Inc.
- [36] ABAQUS Documentation. (2012), Version 6.14.
- [37] "مبحث پنجم مقررات ملی ساختمان مصالح و محصولات ساختمانی"، (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ویرایش سوم.
- [38] Hibbit, D.B.K., Sorenson, P. (2004), ABAQUS Analysis User's Manual. Hibbit, Karlsson & Sorenson Inc, USA.
- [39] "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰"، (۱۳۸۹)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم.
- [40] Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. (1993), *An Introduction to Seismic Isolation*. Wiley: Hoboken, NJ, USA.
- [41] Zheng, W., Wang, H., Li, J., Shen, H. (2020), "Parametric study of superelastic-sliding LRB system for seismic response control of continuous bridges", *Journal of Bridge Engineering*, 25(9), 04020062.
- [42] Komur, M.A. (2016), "Soft-story effects on the behavior of fixed-base and LRB base-isolated reinforced concrete buildings", *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41, 381-391.
- [43] Providakis, C.P. (2008), "Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations", *Engineering Structures*, 30(5), 1187-1198.
- [44] Usta, P. (2021), "Investigation of a Base-isolator system's effects on the seismic behavior of a historical structure", *Buildings*, 11, 217.
- [45] International Conference of Building Officials. (1997), *Uniform Building Code*. Whittier, CA.
- [46] Muhi, F.H., Mouli, D.C., Kumar, K.S., Babu, T.H. (2016), "Comparative behavior of structure with and without base isolation devices and detailed study on retrofitting of structures using SAP 2000", *International Journal of Advanced Technology and Innovative Research*, 8(4), 643-649.
- [47] Gazi, H., Alhan, C. (2019), "Reliability of elastomeric-isolated buildings under historical earthquakes with/without forward-directivity effects", *Engineering Structures*, 195, 490-507.
- [48] Kelly, J.M. (1997), *Earthquake-Resistant Design with Rubber*. 2nd ed. London: Springer-Verlag.
- [49] Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. (1993), *An Introduction to Seismic Isolation*. London: John Wiley and Sons.
- [50] "نشریه ۳۶۰، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، (۱۳۹۲)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، چاپ اول.
- [51] "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان"، (۱۳۹۸)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ویرایش چهارم.
- [52] Hejazi, F., Mohammadi Esfahani, H. (2021), *Interpretive Solutions for Dynamic Structures Through ABAQUS Finite Element Packages*. CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, LLC.
- [53] Torabi, H., Rayhani, M. (2014), "Three dimensional finite element modeling of seismic soil structure interaction in soft soil", *Computers and Geotechnics*, 60, 9-19.



## رفتار ستون‌های فولادی پرشده با بتن در برابر حریق در کل سازه

میلاذ محسنی<sup>۱</sup>، سید رسول میرقادر<sup>۲\*</sup>، یاسر بذرافشان

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳ [mirghaderi@ut.ac.ir](mailto:mirghaderi@ut.ac.ir)

### چکیده

ستون‌های فولادی پرشده با بتن (CFT) در صورت طراحی مناسب، قادر به تحمل حریق برای ۲ ساعت یا بیش‌تر هستند. روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای یک ستون مجزا تحت نیروی فشاری است؛ درحالی‌که رفتار حریق ستون‌های CFT باید در مجموعه سازه بررسی شود و عواملی همچون لنگرهای خمشی و طول مؤثر ستون‌ها لحاظ گردد. فقدان روند مشخصی برای کنترل حریق ستون‌های CFT در سازه‌های واقعی، مانع کاربرد آن در پروژه‌های متداول است. این مطالعه دستورالعمل مشخصی برای کنترل حریق ستون‌های CFT در سازه معرفی نموده و مطابق آن، ستون‌های CFT ساختمان ۱۰ طبقه در تهران با سیستم‌های باربر جانبی: ۱- قاب خمشی ویژه، ۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و ۳- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و هر یک به‌ازای ارتفاع طبقات متفاوت از ۳ تا ۴ متر و دو نوع سنگ‌دانه بتن: ۱- کربناتی و ۲- سیلیکاتی کنترل گردید. مطابق نتایج برای ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و سنگ‌دانه سیلیکاتی، به ترتیب ۷٪ و ۱۹٪ و ۴۸٪ از ستون‌های سیستم دوگانه، سیستم دیوار برشی و سیستم قاب خمشی در حریق پاسخگو نیستند. سیستم دوگانه بهترین عملکرد حریق را داراست؛ زیرا اولاً مهارشده است و ضمناً ظرفیت مازاد قابل‌توجهی در حریق دارد. مطابق تحلیل‌ها ارتفاع طبقات شدیداً در رفتار حریق سیستم قاب خمشی تأثیرگذار است ولی عملاً تأثیری بر سایر سیستم‌ها ندارد. همچنین مطابق آنالیز حساسیت، ضریب ۰/۱ برای کاهش سختی خمشی ستون‌ها جهت تحلیل سازه در شرایط حریق مناسب است؛ زیرا اولاً بازتوزیع لنگر را لحاظ نموده و همچنین همگرایی مدل‌ها را تضمین می‌نماید.

### واژگان کلیدی

ستون فولادی پرشده با بتن، رفتار حریق ستون مجزا، رفتار حریق در کل سازه، دستورالعمل کنترل حریق

## The behavior of concrete-filled steel columns against fire in the entire structure

M. Mohseni, R. Mirghaderi, Y. Bazrafshan

### Abstract

Concrete-filled columns, if properly designed, can withstand fire for a duration of 2 hours or more. The Iranian National Building Code, Part 10, provides guidelines for calculating the fire resistance time of individual CFT columns. However, the evaluation of fire performance for CFT columns should consider the overall structure and factors such as beam moments and column effective length. The absence of specific methods to assess the fire performance of CFT columns in real structures limits their application in common projects. This study introduces a systematic approach to evaluate the fire performance of CFT columns in a structure. For this purpose, 10-story buildings in Tehran were designed with different lateral load-resisting systems: 1- special moment frame, 2- special shear wall, and 3- dual system. The buildings were designed with varying story heights ranging from 3 to 4 meters and two types of concrete aggregates: 1- carbonate and 2- silica. The results indicate that, for a story height of 3.2 meters and using silica aggregate, approximately 7%, 19%, and 48% of the columns in the dual system, shear wall system, and moment frame system respectively, failed during the fire. The analysis revealed that an increase in story heights had a significant impact on the fire behavior of moment frames, while it had no notable effect on other systems. Sensitivity analyses demonstrated that a reduction factor of 0.1 for the rotational stiffness of the columns in structural analysis is appropriate, as it considers moment redistribution and ensures model convergence.

### Keywords

Concrete-filled column, Fire behavior of single column, Fire behavior in whole structure, Fire design method

۱- مقدمه

در ۳۰ دی ماه سال ۱۳۹۵ هجری شمسی، ساختمان ۱۶ طبقه پلاسکو در تهران در اثر وقوع حریق به طور کامل فروریخت و تلفات جانی و مالی گسترده‌ای به همراه داشت. مطابق شکل (۱)، ستون‌های این ساختمان تحت درجه حرارت‌های بالا در هنگام حریق، به شدت تغییر شکل داده‌اند. درس‌هایی که از این اتفاق ناگوار و سایر حوادث مشابه گرفته شد، سبب شد مهندسی حریق بیش از پیش مورد توجه قرار گیرد [۳-۱].

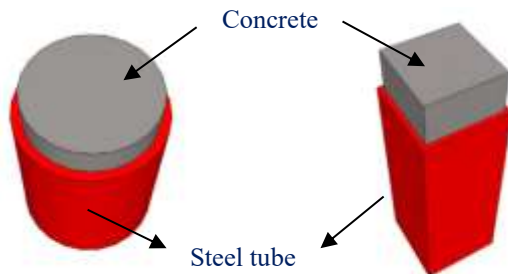


شکل ۱- تخریب ستون‌های ساختمان پلاسکو در درجه حرارت‌های بالا در هنگام حریق

در هنگام حریق، درجه حرارت المان‌ها با گذشت زمان افزایش می‌یابد. ستون‌های فولادی در برابر حریق به سرعت دچار افزایش درجه حرارت شده و سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهند [۴]؛ لذا نهایتاً ۳۰ الی ۴۰ دقیقه قادر به تحمل حریق هستند. مطابق الزامات ویرایش سوم مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و سایر آیین‌نامه‌های بین‌المللی همچون NFPA5000<sup>۱</sup> و ICG<sup>۲</sup> ساختمان‌های متداول باید حداقل برای مدت زمان ۱ الی ۲ ساعت بتوانند حریق را تحمل نمایند [۵-۷]، لذا تمامی ستون‌های فولادی به پوشش محافظت‌کننده در برابر حریق نیاز خواهند داشت. در نقطه مقابل، درجه حرارت ستون‌های بتن‌آرمه به علت جرم زیاد و هدایت حرارتی پایین بتن، به کندی افزایش یافته و در نتیجه برای مدت زمان قابل‌ملاحظه‌ای سختی و مقاومت خود را حفظ می‌نمایند [۸].

<sup>۱</sup> National Fire Protection Association  
<sup>۲</sup> International Code Council

ستون‌های فولادی پر شده با بتن یا به اختصار CFT<sup>۳</sup> گروهی از مقاطع مرکب<sup>۴</sup> هستند که از عملکرد مشترک فولاد در محیط و بتن در بخش مرکزی برای باربری بهره می‌گیرند. در نتیجه این ترکیب، ستون‌های CFT دارای مزایای عملکردی، اقتصادی و اجرایی قابل‌توجهی هستند. در شکل (۲) ستون CFT با مقاطع دایره‌ای و مربعی به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل ۲- نمای شماتیک از ستون CFT

رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق، مابین ستون‌های فولادی و بتنی است. به‌طور کلی می‌توان گفت ستون‌های CFT قادر به تحمل حریق برای مدت ۲ ساعت یا بیش‌تر خواهند بود [۸]. با این وجود، این عملکرد مطلوب مورد غفلت واقع شده و عموماً در شرایط حریق، به ستون‌های CFT همچون ستون‌های فولادی نگاه می‌شود. علت این امر را می‌توان در پیچیدگی نسبی محاسبات و نیز عدم وجود دستورالعمل طراحی در آیین‌نامه‌های داخلی و خارجی دانست.

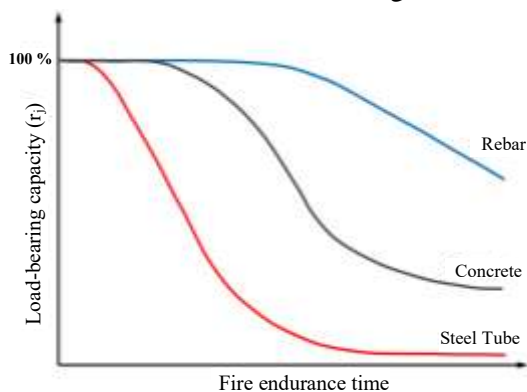
مطالعات عددی، آزمایشگاهی و تحلیلی گسترده‌ای پیرامون عملکرد ستون‌های CFT در حریق انجام شده است. برخی از این مطالعات ستون را به‌صورت مجزا در نظر گرفته است و برخی دیگر اثرات سایر اعضا در رفتار ستون را بررسی نموده‌اند. با این حال روند مشخصی برای ارزیابی ستون‌های CFT در برابر حریق موجود نیست و این امر کاربرد آن در پروژه‌های متداول را با چالش مواجه می‌کند. بر این اساس، در این مطالعه دستورالعمل مشخصی برای کنترل ستون‌های CFT در کل سازه در شرایط حریق معرفی می‌شود. به این ترتیب می‌توان مشخص نمود که چه تعداد از ستون‌های پروژه در شرایط حریق پاسخگو هستند و چه تعداد نیاز به پوشش ضدحریق دارند.

این مطالعه، بخشی از یک پروژه تحقیقاتی پیرامون عملکرد حریق ستون‌های CFT است. نگارندگان این مقاله، در مطالعات پیشین خود نشان دادند محدودیت‌های ابعادی آیین‌نامه در روابط

<sup>۳</sup> Concrete-filled tube  
<sup>۴</sup> Composite



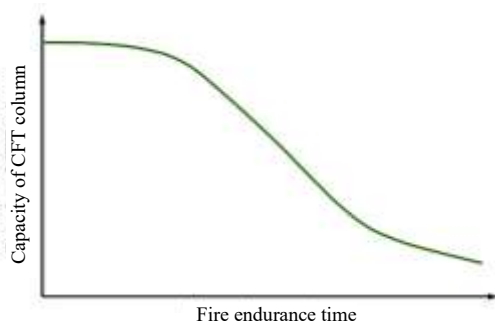
زمان کوتاهی، افت مقاومت شدیدی خواهد داشت. در نقطه مقابل هسته بتنی به علت حجم زیاد و هدایت حرارتی پایین، برای مدت زمان مطلوبی، نسبت قابل ملاحظه‌ای از مقاومت خود را حفظ خواهد نمود [۱۴]. همچنین آرماتور در صورت استفاده معمولاً توسط ۲/۵ تا ۵ سانتی متر بتن محافظت می‌شود و کاهش مقاومت آن با تأخیر اتفاق خواهد افتاد. شکل (۳) مشخصات رفتاری بیان شده را نشان می‌دهد.



شکل ۳- افت مقاومت بتن، فولاد و آرماتور برحسب زمان [۱۱]  
ظرفیت باربری ستون (R) از مجموع ظرفیت باربری هر یک از مؤلفه‌های مقطع ( $r_f$ ) به دست می‌آید. مطابق رابطه (۱)، در هنگام حریق ظرفیت هر یک از مؤلفه‌ها به مدت زمان سپری شده از وقوع حریق ( $t$ ) وابسته است:

$$R(t) = \sum r_f(t) \quad (1)$$

در شکل (۴)، افت مقاومت ستون CFT با گذشت زمان پس از وقوع حریق نشان داده شده است. در مدت زمان کوتاهی پس از وقوع حریق، مقاومت جداره فولادی به شدت کاهش می‌یابد. لذا شیب افت مقاومت ستون به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.



شکل ۴- افت مقاومت ستون CFT برحسب زمان حریق [۱۱]

### ۳- طراحی ستون‌های CFT در برابر حریق

در اواخر قرن بیستم میلادی، پروژه‌های تحقیقاتی در انجمن ملی تحقیقات کانادا (NRCC)<sup>۱</sup> تعریف شد که هدف آن بررسی

محاسباتی، قابل توسعه بوده و می‌توان آن را برای ستون‌های CFT با ابعاد بزرگ‌تر نیز مورد استفاده قرار داد [۹ و ۱۰]. مطابق این یافته‌ها، روابط محاسباتی آیین‌نامه‌ها، برای ستون‌های CFT با ابعاد مختلف قابل استفاده بوده و لذا می‌توان از آن به صورت عملی در آنالیز حریق ساختمان‌های متداول استفاده نمود.

موضوع مطالعه حاضر، بررسی عملکرد حریق ستون‌های CFT در کل ساختمان به همراه مطالعات موردی پروژه‌های واقعی است. در گام اول، طبق مطالعات پیشین، رفتار یک ستون CFT به تنهایی و تحت بار محوری خالص و سپس با لحاظ نمودن اثرات سایر اعضای سازه‌ای از قبیل پیوستگی سازه‌ای، لنگرهای خمشی و ضریب طول مؤثر تشریح می‌گردد. با وجود این مطالعات، طراحی حریق ستون‌های CFT در پروژه‌های متداول با چالش مواجه است. به این منظور در گام دوم، دستورالعمل طراحی مشخصی برای ارزیابی زمان مقاومت حریق ستون‌های CFT در کل سازه پیشنهاد می‌شود. در گام سوم، مطابق دستورالعمل پیشنهاد شده، ستون‌های CFT در ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه در تهران با سه نوع سیستم باربر جانبی مختلف: ۱- سیستم قاب خمشی ویژه، ۲- سیستم دیوار برشی بتن آرمه ویژه و ۳- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن آرمه ویژه و هر یک به ازای ارتفاع طبقات متفاوت از ۳ تا ۴ متر (با فواصل ۱۰ سانتی متر) و دو نوع بتن داخل ستون: ۱- بتن با سنگ‌دانه سیلیکاتی و ۲- بتن با سنگ‌دانه کربناتی کنترل می‌گردد و نتایج مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

### ۲- رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق

خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد به شدت تحت تأثیر درجه حرارت است؛ به این صورت که فولاد و بتن در دمای حدوداً ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد عملاً سختی و مقاومت خود را از دست خواهند داد [۱۱ و ۱۲]. در ستون‌های CFT به علت ترکیب بتن و فولاد با خصوصیات حرارتی متفاوت، اختلاف دمای قابل ملاحظه‌ای در مقطع عرضی ستون ایجاد خواهد شد. به همین دلیل مقاطع CFT، در صورت طراحی مناسب، بدون نیاز به پوشش خارجی، قادر به تحمل حریق به مدت ۲ ساعت یا بیش‌تر خواهند بود. ضمناً پوشش محافظت‌کننده می‌تواند تا ۷۰ درصد نسبت به مقاطع فولادی، کاهش داشته باشد [۱۳].

با توجه به موقعیت متفاوت اجزای مختلف در یک ستون فولادی پر شده با بتن، افت خصوصیات مکانیکی (سختی و مقاومت) نسبت به زمان در هر جزء متفاوت خواهد بود. پوسته فولادی به سرعت دماهای بالایی را تجربه می‌کند و لذا در مدت

<sup>1</sup> National Republican Congressional Committee



نمی‌شود. مجموعه این عوامل سبب می‌شود که در شرایط حریق، تقاضای وارد بر ستون‌ها کم‌تر از مقادیر طراحی باشد. هرچه این ظرفیت مازاد بیش‌تر باشد، ستون زمان بیش‌تری قادر به تحمل حریق خواهد بود.

#### ۴- رفتار حریق ستون‌های CFT در کل سازه

در رابطه (۲) رفتار یک ستون CFT به صورت مجزا و صرفاً تحت بار محوری بررسی گردید. با این حال لازم است رفتار ستون در مجموعه سازه بررسی گردد و اثرات سایر اعضای مجاور ستون از قبیل پیوستگی سازه، بازتوزیع لنگرها و دیگر اثرات مشابه بررسی شود. رفتار ستون در کل سازه در برابر حریق دارای جنبه‌های مختلفی است [۲۳-۲۵] که هر یک جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد. در بررسی رفتار حریق ستون‌های CFT سازه در کل سازه، فرض بر آن است که تمامی سازه هم‌زمان درگیر حریق باشد و این مطالب برای سایر سناریوهای احتمالی (که صرفاً بخشی از سازه دچار حریق شود) صادق نیست.

##### ۴-۱- رفتار ستون‌های مقیدشده در برابر حریق

هنگامی که تغییرشکل محوری یک ستون با سایر ستون‌های همان طبقه متفاوت باشد، قید ناشی از سقف‌های بالای ستون منجر به ایجاد نیروی محوری اضافه‌ای در ستون می‌شود. تفاوت در تغییرشکل محوری ستون‌ها، می‌تواند ناشی از تفاوت در انبساط حرارتی و یا تغییرشکل متفاوت ستون‌ها باشد. البته مهم‌ترین عامل، تفاوت در انبساط حرارتی ستون‌هاست. اثر مقیدشدن تغییرشکل ستون، به کمک یک فنر محوری با سختی  $K_s$  در یک انتها بیان می‌شود. هنگامی که درجه حرارت به میزان  $\Delta T$  افزایش پیدا کند، مطابق رابطه (۳) نیروی فشاری اضافه‌ای به میزان  $\Delta P$  در ستون ایجاد خواهد شد:

$$\Delta P = \frac{S \cdot K_s}{K_c / K_{co} + R} (\Delta \varepsilon_{th} - \Delta \varepsilon_{mec}) L \quad (3)$$

که در آن  $S = K_s / K_{co}$  نسبت سختی مقیدشده ( $K_s$ ) به سختی اولیه ستون ( $K_{co}$ ) است. افزایش نیروی محوری ستون سبب کاهش زمان مقاومت در برابر حریق و کاهش طول کمانشی ستون منجر به بهبود زمان مقاومت در برابر حریق خواهد شد. مطابق مطالعات

همه‌جانبه رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق بود. به این منظور آزمایش‌های متعددی روی ستون‌های CFT مستطیلی، دایروی و مربعی با انواع بتن ساده، بتن مسلح و بتن الیافی تحت انواع بارگذاری‌های محوری خالص و یا با خروج از مرکزیت انجام شد [۱۵-۲۱]. بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام‌شده، کودور<sup>۱</sup> و لی<sup>۲</sup> به رابطه (۲) برای محاسبه مدت زمان مقاومت ستون‌های CFT دایره‌ای یا مربعی در برابر حریق رسیدند [۱۵]:

$$t_{fi, RD} = f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{l_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{\sqrt{N_{fi, RD}}} \quad (2)$$

$t_{fi, RD}$  مدت زمان مقاومت در برابر حریق برحسب دقیقه،  $f_{ck}$  مقاومت مشخصه بتن برحسب مگاپاسکال،  $l_0$  طول کمانشی ستون برحسب میلی‌متر،  $D$  قطر ستون دایروی یا طول ضلع ستون مربعی برحسب میلی‌متر،  $N_{fi, RD}$  بار وارده در شرایط حدی حریق بر حسب کیلونیوتون و  $f_1$  ضریبی است که به منظور در نظر گرفتن نوع بتن، شکل مقطع و لحاظ کردن اثر آرماتور به کار می‌رود. اگر این رابطه در سیستم واحدهای انگلیسی بازنویسی شود، دقیقاً به رابطه ارائه‌شده توسط راهنمای شماره ۱۹ آیین‌نامه فولاد آمریکا<sup>۳</sup> [۴] تبدیل می‌شود. به دلیل آن که رابطه (۲) بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی نمونه‌های ستون واقعی است، کاربرد رابطه (۲) باید در محدوده پارامترهای لحاظ‌شده در آزمایش‌ها باشد. لذا راهنمای شماره ۱۹ آیین‌نامه فولاد آمریکا [۴] حداکثر قطر ستون‌های دایره‌ای را به ۴۰ سانتی‌متر و حداکثر عرض ستون‌های مربعی را به ۳۰ سانتی‌متر محدود می‌نماید. این محدودیت‌ها سبب می‌شود که در بسیاری از پروژه‌های واقعی، امکان محاسبه مدت زمان قابل تحمل ستون‌های CFT در برابر حریق وجود نداشته باشد؛ به ویژه آن که عمدتاً ستون‌های CFT در عمل ابعادی بیش از مقادیر پیشنهادشده دارند.

بر اساس این رابطه، هرچه زمان بیش‌تری از وقوع حریق سپری شود، بار محوری کم‌تری توسط ستون، قابل تحمل است. مقادیر نیروی محوری ستون در شرایط حریق با توجه به بخش ۱.۲ از جلد اول آیین‌نامه اروپا<sup>۴</sup> تعیین می‌شود [۲۲]. در شرایط حریق، بارهای ناشی از زلزله یا نیروی باد حضور ندارد. همچنین به دلیل عدم هم‌زمانی بار زنده حداکثر با وقوع حریق، صرفاً بخشی از بار زنده در نظر گرفته می‌شود. ضمناً به علت بحرانی بودن شرایط، ضرایب افزایش بار نیز در ترکیب بارها اعمال

<sup>3</sup> AISC Design Guide 19

<sup>4</sup> Euro Code1 Part 1.2

<sup>1</sup> Kodur

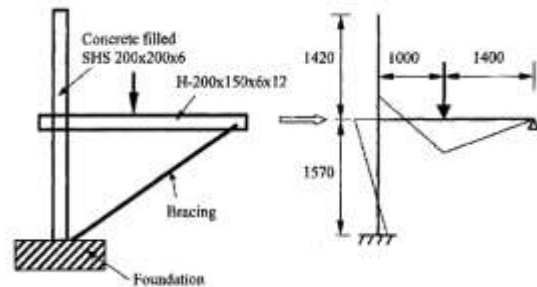
<sup>2</sup> Lie



وانگ<sup>۱</sup> و مور<sup>۲</sup>، مقدار  $R$  در سازه‌های واقعی، حدوداً ۲٪ بوده و دو عامل فوق اثر یکدیگر را خنثی می‌کنند [۲۶].

## ۲-۴- بازتوزیع لنگر تیرها در موقعیت حریق

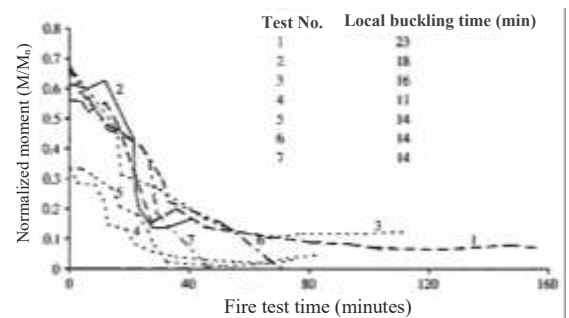
کیمورو<sup>۳</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۰ مجموعه ۷ ستون CFT به همراه تیر گیردار به ستون و دستک فشاری را به منظور شناخت دقیق توزیع نیروها در طول زمان حریق، آزمایش نمودند [۲۷]. شکل (۵) هندسه آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۵- آزمایش انجام شده توسط کیمورو و همکاران [۲۵]

الف- مدل سازه‌ای ب- چیدمان آزمایش

با وجود آن که همه نمونه‌های ستون لنگرهای خمشی اولیه داشتند، تغییر شکل محوری ستون مشابه حالتی بود که ستون تحت بار محوری خالص قرار گرفته باشد. در واقع سختی ستون نسبت به تیر خصوصاً پس از کمانش موضعی فولاد، بسیار کاهش یافته و لذا لنگرهای خمشی منتقل شده از تیر به ستون به ۱۰ درصد لنگرهای اولیه افت کرد. شکل (۶) تغییرات لنگرهای خمشی تمام نمونه‌های آزمایش را نشان می‌دهد و مقادیر ارائه شده، زمان کمانش موضعی در فولاد است.



شکل ۶- تغییر لنگر خمشی ستون‌های CFT در طول زمان

بنابراین رفتار ستون می‌تواند به صورت محوری در نظر گرفته شده و اثر لنگرهای خمشی ستون نادیده گرفته شود. البته لنگرهای خمشی صرفاً در شرایط نامعین، قابلیت بازتوزیع داشته و لنگرهای معین از قبیل طره‌ها و لنگرهای ناشی از خروج

از مرکزیت باید توسط ستون قابل تحمل باشند. با این وجود، مطالعات انجام شده بر روی ستون‌های CFT با بتن تحت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نشان می‌دهد که افت ظرفیت لنگر خمشی به سرعت اتفاق افتاده [۲۸ و ۲۹] و لذا لنگرهای کوچک نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

در بخش ۱.۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا<sup>۴</sup> [۳۰] دو رویکرد جهت محاسبه اثر لنگر خمشی قابل اتخاذ است. در روش اول که در پیوست H از این آیین‌نامه مطرح شده است، مطابق رابطه (۴) به کمک ضرایب افزایشنده، نیروی محوری ستون افزایش یافته و اثر خروج از مرکزیت بار لحاظ می‌شود:

$$N_{equ} = N_{fi,Std} / (\phi_s \cdot \phi_\delta) \quad (4)$$

در رابطه (۴)  $\phi_s$  و  $\phi_\delta$  پارامترهایی هستند که به ترتیب برای اصلاح نیروی محوری ناشی از درصد آرمانتور طولی و خروج از مرکزیت بار به کار می‌روند. در شکل (۷) نمودارهایی که به کمک آن‌ها پارامترهای فوق تعیین می‌گردد، ارائه شده است. نسبت  $\delta/b$  در شکل (۷- الف) حاصل نسبت خروج از مرکزیت به بعد ستون در امتداد مورد نظر است. مطالعات گسترده پیرامون رابطه (۴) نشان می‌دهد نتایج این رویکرد غیرمحافظة کارانه بوده و به علاوه صعوبت کاربرد عملی این رابطه سبب شده که کم‌تر مورد استقبال قرار گیرد.

روش دوم که در پیوست G بخش ۱.۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا<sup>۵</sup> [۳۰] ارائه شده است، در اصل مربوط به مقاطع کامپوزیت جزئی<sup>۶</sup> است، ولی مراجع مختلف این روش را برای ستون‌های CFT نیز به کار برده‌اند. در این رویکرد، نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در هنگام حریق، ناشی از خروج از مرکزیت بار مطابق رابطه (۵) اصلاح می‌گردد:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd}) \quad (5)$$

که در آن  $N_{Rd}$  ظرفیت محوری ستون در دمای محیط بر اساس ضوابط ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه فولاد آمریکا است [۳۱ و ۳۲].

<sup>4</sup> Euro Code4 Part 1.2

<sup>5</sup> Annex G : Euro code 4 Part 1.2

<sup>6</sup> Partially encased columns

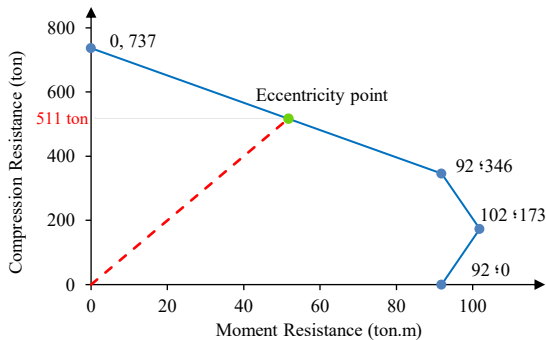
<sup>1</sup> Wang

<sup>2</sup> Moore

<sup>3</sup> Kimura



خمشی قابل توجه، مقدار کوچک نسبت  $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$  ظرفیت فشاری مقطع در شرایط حریق را شدیداً کاهش می‌دهد. به‌عنوان نمونه، شکل (۸) منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی مربوط به یک ستون CFT با بعد ۴۰ سانتی‌متر و ضخامت ۱ سانتی‌متر را نشان می‌دهد.

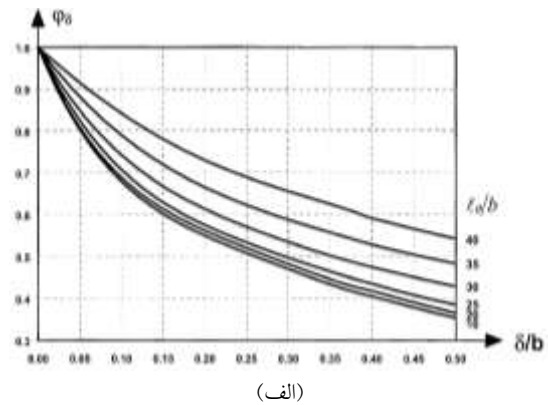


شکل ۸- اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی ستون CFT با بعد ۴۰ و ضخامت ۱ سانتی‌متر

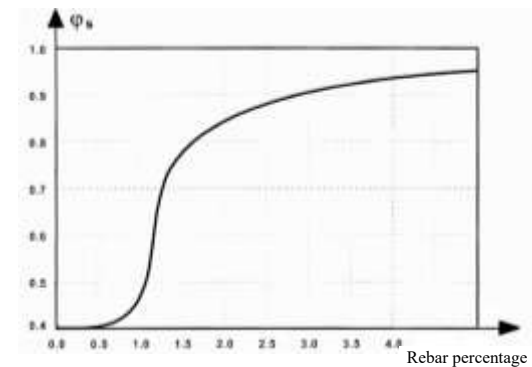
منحنی چندخطی بر اساس ظرفیت پلاستیک ستون تحت ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری محاسبه شده و خط مورب، خروج از مرکزیت برآیند ستون (۱۰ سانتی‌متر در یک امتداد و ۵ سانتی‌متر در امتداد متعامد) را نشان می‌دهد. محل تلاقی این خط با منحنی اندرکنش ستون، نشان‌دهنده حداکثر نیروی محوری است که ستون با توجه به خروج از مرکزیت فوق می‌تواند تحمل نماید. این نیرو برابر با ۵۱۱ تن است که در مقایسه با ظرفیت حداکثر ستون که ۷۳۷ تن است، به میزان ۳۱ درصد کاهش دارد. این منحنی اندرکنش، مربوط به دمای محیط و  $1 - 0/31 = 0/69$  در واقع همان نسبت  $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$  است. این روش از لحاظ مفهومی گویاتر بوده و ضمناً در کاربردهای عملی سهولت بیش‌تری دارد؛ از این رو در ادامه از همین رویکرد استفاده خواهد شد.

### ۳-۴- رفتار ستون‌های میانی و پیرامونی

یانگ<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳، مقاومت ستون‌های CFT را تحت حریق غیریکنواخت به کمک آزمایش مورد ارزیابی قرار دادند [۳۳]. آن‌ها نشان دادند که مقاومت ستون در برابر حریق به میزان قابل توجهی با کاهش تعداد وجوه در معرض حریق، افزایش می‌یابد. در ادامه هینیسو<sup>۲</sup> و جوکینن<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۴ رفتار



(الف)



(ب)

### شکل ۷- ضریب اصلاح نیروی محوری

الف- ناشی از خروج از مرکزیت ب- ناشی از درصد آرماتور ستون پارامتر  $N_{Rd,\delta}$  ظرفیت نیروی محوری با توجه به خروج از مرکزیت بار در دمای محیط است.  $N_{fi,Rd}$  نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در برابر حریق و  $N_{fi,Rd,\delta}$  نیروی محوری معادل قابل تحمل ستون در برابر حریق با توجه به خروج از مرکزیت  $\delta$  است.

خروج از مرکزیت تعریف شده در رابطه فوق، برابر با نسبت لنگر خمشی برآیند ستون به نیروی محوری آن است که می‌تواند ناشی از اعمال لنگر خمشی و یا ناشی از بار محوری خارج از مرکز باشد. برای تعیین نسبت  $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$  باید بر مبنای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در دمای محیط، محاسبه شود که لنگر خمشی چه میزان از مقاومت محوری را کاهش می‌دهد. سپس به این نسبت، ظرفیت محوری در شرایط حریق کاهش یابد.

در ستون‌هایی که عمدتاً تحت نیروی محوری قرار دارند، نسبت  $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$  به ۱ نزدیک بوده و ظرفیت محوری در شرایط حریق به فشار محوری خالص نزدیک است. ضمناً در ستون‌های دارای لنگر

<sup>1</sup> Yang  
<sup>2</sup> Heinisou  
<sup>3</sup> Jokinen



طول مؤثر کمانشی، تأثیر قابل توجهی در نیروی محوری قابل تحمل ستون در هنگام حریق داشته و لذا همین عامل سبب می‌شود که سازه‌های مهارشده رفتار مطلوب‌تری داشته باشند. این موضوع سبب می‌شود عمده ستون‌های CFT در طبقات زیرزمین بی‌نیاز از پوشش محافظت‌کننده در برابر حریق باشند. این امر سبب کاهش ابعاد ستون‌ها در این طبقات شده و جانمایی پارکینگ‌ها در معماری را تسهیل می‌نماید.

#### ۵- دستورالعمل طراحی ستون CFT در برابر حریق

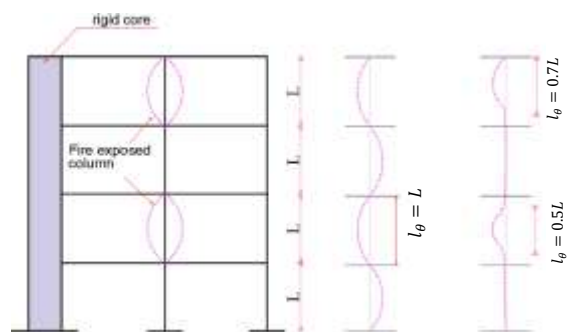
کنترل حریق ستون‌های CFT در کل سازه با چالش‌های متعددی مواجه است. این چالش‌ها در عمل مانع استفاده از روابط معرفی شده خواهد شد و لذا به صورت سنتی، برای تمامی ستون‌های CFT در پروژه از پوشش ضدحریق (مشابه ستون‌های فولادی) استفاده می‌شود. برخی از این چالش‌ها مربوط به محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای و برخی مربوط به دشواری فرآیند مدل‌سازی است. به منظور رفع این چالش‌ها، راهکارهای زیر پیشنهاد می‌گردد.

- محدودیت ابعادی ستون‌های CFT در روابط محاسباتی در پژوهشی که در کنار این مطالعه انجام شد، روش محاسبه مدت زمان مقاومت حریق در ستون‌های CFT با ابعاد بزرگ‌تر از محدودیت‌های آیین‌نامه پیشنهاد گردید [۹ و ۱۰]. طبق این مطالعات، نسبت مقاومت حریق (نسبت نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در حریق به نیروی محوری حداکثر قابل تحمل در دمای محیط)، صرفاً به پارامتر  $KL/D$  (مشابه لاغری ستون) و نه به  $D$  وابسته است. پارامتر  $KL$  طول کمانشی ستون و پارامتر  $D$  قطر ستون‌های CFT دایروی است. بنابراین نسبت مقاومت حریق، علاوه بر مشخصات مصالح، تابع پارامتر بدون بعد  $KL/D$  است. در واقع تمامی ستون‌های با نسبت  $KL/D$  یکسان (که از بزرگ‌نمایی یک ستون مشخص حاصل شده باشند) نسبت مقاومت حریق یکسانی خواهند داشت و می‌توان نتیجه گرفت که این رابطه برای ستون‌های با ابعاد و طول کمانشی بزرگ‌تر نیز قابل استفاده است. به عنوان مثال، به صورت محافظه کارانه، نسبت مقاومت حریق یک ستون CFT با بعد ۶۰ سانتی‌متر، ضخامت فولاد ۲ سانتی‌متر و طول کمانشی ۶ متر با ستونی با همان مصالح و بعد ۳۰ سانتی‌متر، ضخامت فولاد ۱ سانتی‌متر و طول کمانشی ۳ متر برابر است؛ درحالی‌که رابطه حریق

ستون‌های CFT که از یک، دو و سه وجه در معرض حریق بودند را با ستونی که از چهار وجه در معرض حریق بود، مقایسه نمودند. مطابق نتایج، زمان تحمل حریق در ستونی که از یک، دو یا سه وجه در معرض حریق باشد، به ترتیب  $2/3$ ،  $2$  و  $1/3$  برابر زمان تحمل حریق در ستونی است که از چهار وجه در معرض حریق باشد [۳۴]. لذا اساساً ستون‌های پیرامونی که از یک، دو یا سه جهت در معرض حریق هستند، مقاومت بالاتری نسبت به ستون‌های میانی که از ۴ وجه در معرض حریق هستند، دارند.

#### ۴-۴- ضریب طول کمانشی مؤثر ستون

مطابق توصیه جلد چهارم آیین‌نامه اروپا [۳۰]، ضریب طول مؤثر کمانشی ستون‌ها در حالت مهارشده برابر با  $0.7l_0$  در طبقات میانی و برابر با  $0.7l_0$  در آخرین طبقه است. این مطلب در شکل (۹) نشان داده شده است. کوتو<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳ به مطالعه عددی طول کمانشی ستون‌های قاب‌های مهارنشده و مهارشده پرداختند و ضمن تأیید مقادیر ارائه شده در قاب‌های مهارشده، طول مؤثر  $0.7l_0$  را برای ستون‌های مهارنشده پیشنهاد نمودند [۳۵]. در همین راستا، ژانگ<sup>۲</sup> و یان<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۶ رفتار ستون‌های CFT در قاب‌های مهارشده را بررسی نمودند و به جای مقدار  $0.5EC2$ ، مقدار  $0.55$  را پیشنهاد نمودند [۳۶]؛ پیش از این نیز، بیلی<sup>۴</sup> مقدار  $0.55$  را توصیه نموده بود [۳۷]. می‌توان گفت شرایط مرزی ستون در معرض حریق به صورت مقیدشده در برابر دوران است. لازم به ذکر است فرض اساسی مطالعات پیشین، استفاده از روش طول مؤثر بوده است؛ با این حال خلأ روابطی که سازگار با روش تحلیل مستقیم<sup>۵</sup> باشد، وجود دارد.



شکل ۹- ضریب طول مؤثر کمانشی ستون در دمای محیط (شکل وسط) و در معرض حریق (شکل سمت راست)

<sup>4</sup> Bailey

<sup>5</sup> Direct analysis method

<sup>1</sup> Couto

<sup>2</sup> Xiong

<sup>3</sup> Yan



آیین‌نامه برای ستون با بعد ۶۰ سانتی‌متر قابل‌استفاده نیست. این روش در این مطالعه به‌کار می‌رود تا بتوان روابط حریق را در ستون‌های CFT با هر ابعادی به‌کار برد.

• نحوه مدل‌سازی سازه در شرایط حریق

اصولاً پس از مدل‌سازی سه‌بعدی سازه، حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری کنترل گردیده و چنان‌چه سازه پاسخگو نباشد، این روند تا دستیابی به طرح نهایی تکرار می‌گردد. این طرح نهایی، باید ملاک کنترل سازه در برابر حریق قرار گرفته و مدت زمان مقاومت اعضا در برابر حریق مشخص شود. اگر این زمان از حداقل مدت زمان مشخص‌شده توسط ویرایش سوم مبحث سوم مقررات ملی ساختمان بیش‌تر باشد، عضو در شرایط حریق پاسخگو است و در غیر این صورت نیاز به پوشش مقاوم در برابر حریق دارد. بنابراین باید در ترکیبات بار جداگانه‌ای، بارگذاری در شرایط حریق تعریف شود و عملکرد حریق سازه به‌زای آن ترکیبات بار کنترل گردد.

• محاسبه لنگرهای خمشی پس از بازتوزیع در شرایط حریق در شرایط حریق، سختی خمشی ستون‌ها کاهش یافته و شرایط تکیه‌گاهی آن‌ها به حالت دو سر مفصل نزدیک‌تر خواهد شد. این بازتوزیع سبب می‌شود که لنگرهای خمشی ستون به شدت کاهش پیدا کنند. از طرفی در شرایط حریق، لنگرهای خمشی کوچک نیز تعیین‌کننده هستند. لذا باید شرایط بازتوزیع به درستی مدل‌سازی گردیده تا لنگرهای خمشی کوچک محاسبه و اثر آن‌ها در روابط بررسی شود. به این منظور سختی خمشی ستون‌های CFT پروژه در هر دو جهت در نسبت  $\alpha$  ضرب می‌شوند. ضریب  $\alpha$  نمی‌تواند بسیار کوچک باشد، چون سبب ناپایداری و عدم همگرایی مدل خواهد شد. از سوی دیگر  $\alpha$  باید به قدری کوچک باشد که اثر بازتوزیع لنگرهای خمشی را لحاظ نماید. مقدار پیشنهادی برای  $\alpha$  برابر با ۰/۱ است. البته این ضریب تقریبی است و باید حساسیت‌سنجی شود.

به‌منظور کاربرد عملی مطالب ذکر شده پیرامون مقاومت ستون‌های CFT در برابر حریق در کل سازه، ضروری است گام‌های طراحی این ستون‌ها به‌طور مشخص تعیین شود. بر مبنای روابط ستون‌های مجزا و نیز لحاظ‌نمودن اثرات کل سازه، روند طراحی ستون‌های CFT شامل گام‌های ارائه‌شده در ادامه پیشنهاد می‌شود:

• گام ۱: محاسبه مشخصات ستون

ابتدا با توجه به مشخصات هندسی و مکانیکی بتن و فولاد و نیز طول و شرایط تکیه‌گاهی ستون، پارامترهای اولیه طراحی ستون پر شده با بتن تعیین می‌گردد.

• گام ۲: محاسبه اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی مطابق پارامترهای به‌دست‌آمده در گام ۱ و الزامات موجود در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه فولاد آمریکا [۳۱ و ۳۲]، منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در هر دو راستا به‌دست می‌آید.

• گام ۳: محاسبه ضریب ناشی از خروج از مرکزیت بار با توجه به خروج از مرکزیت نیروی محوری در دو امتداد ستون، می‌توان حداکثر نیروی محوری تحت خروج از مرکزیت را تعیین نمود و نسبت این نیرو به نیروی محوری حداکثر در دمای محیط، پارامتر مهمی به نام ضریب خروج از مرکزیت نامیده می‌شود. این نسبت در گام‌های بعد برای اصلاح نیروی محوری حاصل از رابطه (۲) به‌کار خواهد رفت.

• گام ۴: محاسبه نیروی محوری مجاز ستون در شرایط حریق بر اساس رابطه (۲)، نیروی محوری حداکثر در شرایط حریق تعیین می‌شود. البته کماکان این نیروی محوری دربردارنده اثرات خروج از مرکزیت بار نیست.

• گام ۵: کنترل نیروی مجاز مطابق الزامات راهنمای طراحی شماره ۱۹ آیین‌نامه فولاد آمریکا [۴] و ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۱]، نیروی محوری محاسبه‌شده در گام ۴ نباید از نیروی محوری متناظر با ظرفیت هسته بتنی به تنهایی بیش‌تر باشد؛ لذا چنان‌چه نیروی محوری گام ۴ از این نیرو بیش‌تر باشد، نیروی محاسبه‌شده در گام ۵ ملاک خواهد بود.

• گام ۶: محاسبه نیروی محوری نهایی نیروی محوری محاسبه‌شده در گام‌های قبل، در ضریب ناشی از خروج از مرکزیت ضرب شده و در نتیجه نیروی محوری حداکثر در شرایط حریق با لحاظ‌نمودن اثرات خروج از مرکزیت بار محوری حاصل خواهد شد.

• گام ۷: کنترل با نیروی محوری موجود نیروی محاسبه‌شده در گام قبل با نیروی محوری موجود در شرایط حریق مقایسه می‌شود. نسبت این دو نیرو، نسبت بار حریق نامیده می‌شود و اگر کم‌تر از ۱ باشد، یعنی ستون در شرایط حریق پاسخگو بوده و نیازی به استفاده از پوشش ضدحریق نخواهد داشت.



۶-۱- پارامترهای اساسی

به منظور ارزیابی رفتار حریق در سازه‌های میان مرتبه، ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه (شامل ۲ طبقه زیرزمین به همراه ۸ طبقه روی زمین) در تهران بر مبنای دستورالعمل پیشنهاد شده در این مطالعه مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت. تمامی ستون‌ها از نوع فولادی پر شده با بتن و تیرها به صورت I- شکل هستند. همان‌طور که ذکر شد، عوامل مختلفی در رفتار حریق ستون‌های CFT در یک ساختمان تأثیرگذار است. برای بررسی این موارد، سه متغیر کلیدی در نظر گرفته می‌شود.

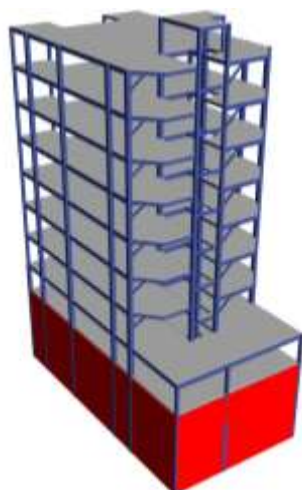
۱- سیستم باربر جانبی لرزه‌ای:

ابعاد و ظرفیت ستون‌های CFT در سیستم‌های باربر جانبی مختلف با یکدیگر متفاوت است؛ به عنوان مثال در سیستم دیوار برشی، ستون‌ها کاملاً ثقلی طراحی شده و ابعاد کوچک‌تری نسبت به سیستم قاب خمشی خواهند داشت. همچنین وضعیت مهار شده بودن یا نبودن ستون در این سیستم‌ها با یکدیگر متفاوت است. برای بررسی این عامل، سه نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای بررسی می‌گردد:

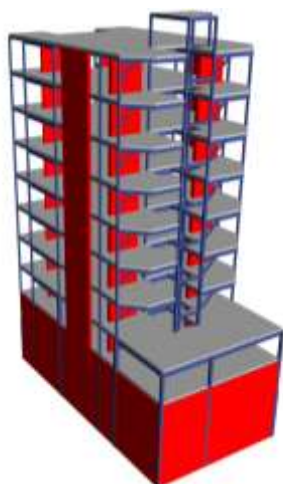
- سیستم قاب خمشی ویژه
- سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه
- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی ویژه

ساختمان مذکور با هر یک از این سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فوق به صورت بهینه طراحی شده و تمامی کنترل‌های سازه‌ای اعم از کنترل ظرفیت اعضا، کنترل تغییر شکل‌ها، کنترل‌های لرزه‌ای همچون تیر ضعیف - ستون قوی، کنترل ضابطه ۲۵٪، ۵۰٪ و کنترل پیچش انجام شده است. در شکل (۱۰)، نمایی از ساختمان‌های طراحی شده به کمک هر یک از سیستم‌های فوق نشان داده شده است.

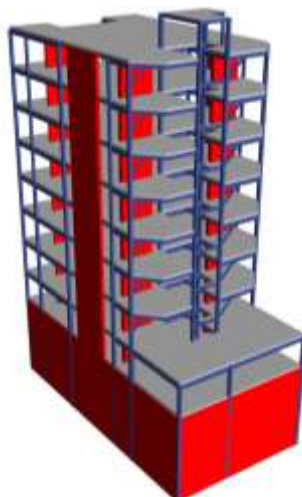
مقایسه نمای سه بعدی ساختمان با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه نشان می‌دهد که ابعاد ستون‌های CFT در سیستم دوگانه بزرگ‌تر است. علت این امر آن است که طراحی ستون‌های CFT در سیستم دیوار برشی کاملاً به صورت ثقلی بوده است؛ در حالی که در سیستم دوگانه، ستون‌های ساختمان باید برای نیروها و ضوابط لرزه‌ای کنترل شوند که منجر به افزایش ابعاد آن‌ها می‌شود.



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۱۰- نمای سه بعدی ساختمان‌های مورد بررسی

الف- قاب خمشی ویژه ب- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه

پ- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه

- هنگام وقوع حریق، سختی خمشی ستون‌ها و در نتیجه لنگرهای خمشی منتقل شده از تیر به ستون به شدت کاهش می‌یابد. البته لنگرهای خمشی ناشی از خروج از مرکزیت و لنگرهای معین کماکان باید مدنظر قرار گیرد. برای لحاظ نمودن این موارد، سختی خمشی ستون‌ها در هر دو جهت، در ضریب کاهش  $\alpha = 0.1$  ضرب شده است. برای این منظور، تمامی ستون‌های CFT در پروژه انتخاب شده و ضریب کاهش  $\alpha = 0.1$  به سختی خمشی آن‌ها در دو امتداد ( $I_{22}$  و  $I_{33}$ ) اعمال شده است. همچنین برای بررسی حساسیت نتایج به این نسبت،  $\alpha$  بین مقادیر  $0.1$  تا  $0.2$  تغییر نموده و نتایج مورد بررسی قرار می‌گیرد.
- برای لحاظ نمودن اثر لنگر خمشی، ابتدا منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون در دمای عادی ترسیم شده و طبق رابطه (۵)، ضریب کاهش ظرفیت محوری ستون محاسبه شده و در نیروی محوری محاسبه شده توسط رابطه (۲) ضرب خواهد شد. در نهایت ظرفیت محوری ستون در شرایط حریق با لحاظ نمودن اثر لنگرهای خمشی محاسبه خواهد شد. این نیروی قابل تحمل، با نیروی محوری موجود در شرایط حریق مقایسه می‌گردد.
- ضریب طول مؤثر کمانشی ستون‌های طبقات زیرزمین برابر با  $0.5$  در نظر گرفته شده است. همچنین ضریب طول مؤثر کمانشی طبقات روسازه برای سیستم دوگانه و سیستم دیوار برشی برابر با  $0.5$  و برای سیستم قاب خمشی برابر با  $1$  در نظر گرفته شده است. ضریب  $0.5$  بر اساس مقدار توصیه شده توسط بخش ۱.۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا [۳۰] است.
- اساساً رفتار ستون‌های پیرامونی که از یک، دو و یا سه وجه در معرض حریق قرار دارند به مراتب بهتر از ستون‌های میانی است. با توجه به این که این مورد تابع ضخامت و جنس دیوار است، در جهت اطمینان از آن صرف‌نظر شده است.
- مطابق نتایج مطالعات [۹ و ۱۰]، برای ستون‌های مربعی با ابعاد بزرگ‌تر از  $30$  سانتی‌متر، تمامی ابعاد ستون مقیاس خواهند شد؛ به‌عنوان مثال، ستونی با ابعاد  $45$  سانتی‌متر و طول کمانشی  $3/3$  متر با مقیاس  $2$  به  $3$  کوچک شده و ستون جدیدی با بعد  $30$  سانتی‌متر و طول کمانشی  $2/2$  متر حاصل می‌شود و محاسبات حریق برای آن انجام می‌شود.
- بتن داخل ستون‌ها از رده مقاومتی C40 است.

۲- ارتفاع طبقات ساختمان:  
تغییر ارتفاع طبقات سبب تغییر طول مؤثر ستون شده و ظرفیت ستون در شرایط حریق را دستخوش تغییر می‌نماید. برای این منظور ارتفاع طبقات از  $3$  تا  $4$  متر و با فواصل  $10$  سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

۳- نوع بتن داخل ستون:  
پارامتر  $f_t$  در رابطه محاسبه مدت زمان مقاومت حریق، وابسته به نوع سنگدانه بتن داخل ستون است که در عملکرد کلی ستون‌های پروژه تأثیرگذار است. برای در نظر گرفتن تأثیر این پارامتر، دو نوع سنگدانه بتن داخل ستون فرض شده است:

- بتن با سنگدانه سیلیکاتی
- بتن با سنگدانه کربناتی

در جدول (۱) و جدول (۲) مشخصات کلیه مدل‌ها و نیز پارامترهای متغیر در هر یک از آن‌ها نمایش داده شده است.

## ۲-۶- فرآیند مدل‌سازی

در تمامی مدل‌ها، دو طبقه زیرزمین به علت حضور دیوارهای حائل، مهار شده هستند. همچنین طبقات روی سازه، در سیستم قاب خمشی ویژه مهار نشده تلقی شده ولی در سایر سیستم‌ها مهار شده هستند. مدل‌سازی ساختمان فوق به کمک نرم‌افزار ایتبس<sup>۱</sup> انجام شده است [۳۸]. ضمناً طراحی این سازه مطابق با الزامات ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه فولاد آمریکا [۳۱-۳۳]، انجام شده و تمامی کنترل‌های لازم صورت گرفته است.

جهت بررسی رفتار ستون‌های این ساختمان‌ها در برابر حریق، مراحل زیر انجام شده است:

- ترکیب بار حریق با نام Fire Combo ایجاد شده که در آن تمامی بارهای مرده، به همراه بخشی از بارهای زنده لحاظ خواهند شد. ضرایب بارهای مرده برابر با  $1$  و با توجه به مسکونی بودن ساختمان، ضریب بار زنده برابر با  $0.3$  لحاظ شده است. این موضوع منطبق با این واقعیت است که در شرایط حریق، بارگذاری‌های فوق‌العاده همچون باد و زلزله محتمل نیست و ضمناً بار زنده نیز بسیار کم‌تر از مقادیر لحاظ شده است. در واقع تنها بارهای دائمی (بار مرده به اضافه بخشی از بار زنده) باید لحاظ شوند.
- مقطع تمامی ستون‌های CFT به صورت مربعی است.

<sup>1</sup> Etabs16.2.1



جدول ۱- مشخصات مدل‌ها و پارامترهای متناظر با هر مدل

نام مدل	سیستم باربر جانبی	ارتفاع طبقات (متر)	سنگدانه بتن
SS1	قاب خمشی ویژه	۳	سیلیکاتی
SS2	قاب خمشی ویژه	۳/۱	سیلیکاتی
SS3	قاب خمشی ویژه	۳/۲	سیلیکاتی
SS4	قاب خمشی ویژه	۳/۳	سیلیکاتی
SS5	قاب خمشی ویژه	۳/۴	سیلیکاتی
SS6	قاب خمشی ویژه	۳/۵	سیلیکاتی
SS7	قاب خمشی ویژه	۳/۶	سیلیکاتی
SS8	قاب خمشی ویژه	۳/۷	سیلیکاتی
SS9	قاب خمشی ویژه	۳/۸	سیلیکاتی
SS10	قاب خمشی ویژه	۳/۹	سیلیکاتی
SS11	قاب خمشی ویژه	۴	سیلیکاتی
WS1	دیوار برشی ویژه	۳	سیلیکاتی
WS2	دیوار برشی ویژه	۳/۱	سیلیکاتی
WS3	دیوار برشی ویژه	۳/۲	سیلیکاتی
WS4	دیوار برشی ویژه	۳/۳	سیلیکاتی
WS5	دیوار برشی ویژه	۳/۴	سیلیکاتی
WS6	دیوار برشی ویژه	۳/۵	سیلیکاتی
WS7	دیوار برشی ویژه	۳/۶	سیلیکاتی
WS8	دیوار برشی ویژه	۳/۷	سیلیکاتی
WS9	دیوار برشی ویژه	۳/۸	سیلیکاتی
WS10	دیوار برشی ویژه	۳/۹	سیلیکاتی
WS11	دیوار برشی ویژه	۴	سیلیکاتی
DS1	سیستم دوگانه	۳	سیلیکاتی
DS2	سیستم دوگانه	۳/۱	سیلیکاتی
DS3	سیستم دوگانه	۳/۲	سیلیکاتی
DS4	سیستم دوگانه	۳/۳	سیلیکاتی
DS5	سیستم دوگانه	۳/۴	سیلیکاتی
DS6	سیستم دوگانه	۳/۵	سیلیکاتی
DS7	سیستم دوگانه	۳/۶	سیلیکاتی
DS8	سیستم دوگانه	۳/۷	سیلیکاتی
DS9	سیستم دوگانه	۳/۸	سیلیکاتی
DS10	سیستم دوگانه	۳/۹	سیلیکاتی
DS11	سیستم دوگانه	۴	سیلیکاتی

جدول ۲- مشخصات مدل‌ها و پارامترهای متناظر با هر مدل

نام مدل	سیستم باربر جانبی	ارتفاع طبقات (متر)	سنگدانه بتن
SC1	قاب خمشی ویژه	۳	کربناتی
SC2	قاب خمشی ویژه	۳/۱	کربناتی
SC3	قاب خمشی ویژه	۳/۲	کربناتی
SC4	قاب خمشی ویژه	۳/۳	کربناتی
SC5	قاب خمشی ویژه	۳/۴	کربناتی
SC6	قاب خمشی ویژه	۳/۵	کربناتی
SC7	قاب خمشی ویژه	۳/۶	کربناتی
SC8	قاب خمشی ویژه	۳/۷	کربناتی
SC9	قاب خمشی ویژه	۳/۸	کربناتی
SC10	قاب خمشی ویژه	۳/۹	کربناتی
SC11	قاب خمشی ویژه	۴	کربناتی
WC1	دیوار برشی ویژه	۳	کربناتی
WC2	دیوار برشی ویژه	۳/۱	کربناتی
WC3	دیوار برشی ویژه	۳/۲	کربناتی
WC4	دیوار برشی ویژه	۳/۳	کربناتی
WC5	دیوار برشی ویژه	۳/۴	کربناتی
WC6	دیوار برشی ویژه	۳/۵	کربناتی
WC7	دیوار برشی ویژه	۳/۶	کربناتی
WC8	دیوار برشی ویژه	۳/۷	کربناتی
WC9	دیوار برشی ویژه	۳/۸	کربناتی
WC10	دیوار برشی ویژه	۳/۹	کربناتی
WC11	دیوار برشی ویژه	۴	کربناتی
DC1	سیستم دوگانه	۳	کربناتی
DC2	سیستم دوگانه	۳/۱	کربناتی
DC3	سیستم دوگانه	۳/۲	کربناتی
DC4	سیستم دوگانه	۳/۳	کربناتی
DC5	سیستم دوگانه	۳/۴	کربناتی
DC6	سیستم دوگانه	۳/۵	کربناتی
DC7	سیستم دوگانه	۳/۶	کربناتی
DC8	سیستم دوگانه	۳/۷	کربناتی
DC9	سیستم دوگانه	۳/۸	کربناتی
DC10	سیستم دوگانه	۳/۹	کربناتی
DC11	سیستم دوگانه	۴	کربناتی



## ۷- نتایج و بحث

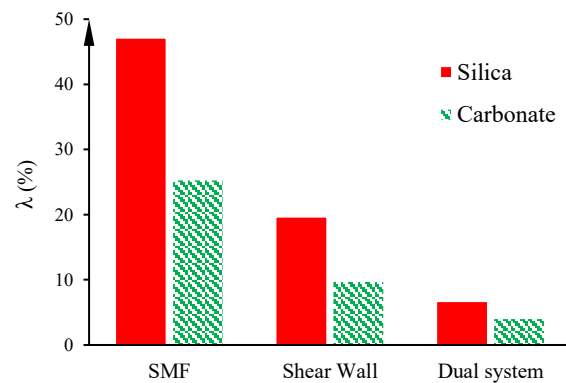
پس از انجام مراحل فوق، نسبت بار حریق در تمامی ستون‌ها در هریک از مدل‌ها به دست می‌آید. در مجموع ۱۹۳ ستون در پروژه وجود دارد. اگر تعداد ستون‌هایی که نسبت بار حریق در آن‌ها کم‌تر از ۱ است را  $n$  بنامیم، در این صورت مطابق رابطه (۶)، درصد ستون‌هایی که در هر مدل جوابگوی شرایط حریق نیستند،  $\lambda$  عبارتند از:

$$\lambda = \frac{n}{193} \times 100 \quad (6)$$

به کمک این پارامتر می‌توان رفتار کلی ستون‌های CFT در هر یک از مدل‌ها را با یکدیگر مقایسه نمود. در واقع هر چه مقدار  $\lambda$  کم‌تر باشد، ستون‌های سازه در برابر حریق عملکرد بهتری دارند.

### ۷-۱- بررسی اثر سیستم باربر جانبی

در شکل (۱۱) مقادیر پارامتر  $\lambda$  به‌ازای طول طبقات ۳.۲ متر و برای انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای و هر دو حالت بتن داخل ستون نمایش داده شده است.



شکل ۱۱- مقادیر  $\lambda$  برای انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای و برای دو نوع سنگدانه، به‌ازای طول طبقات ۳.۲ متر

مطابق نتایج، سیستم قاب خمشی ویژه، ضعیف‌ترین عملکرد و سیستم دوگانه قاب به همراه دیوار بهترین عملکرد را در برابر حریق داراست. علت این امر آن است که از منظر رفتار حریق، دو تفاوت اساسی در سیستم‌های باربر جانبی متفاوت وجود دارد:

۱- سیستم‌هایی همچون قاب خمشی مهارنشده و سیستم‌هایی همچون دیوار برشی و سیستم‌های دوگانه مهارشده محسوب می‌شوند. این موضوع سبب می‌شود که در سیستم قاب خمشی طول مؤثر ستون‌ها افزایش یافته و باربری ستون در هنگام حریق به شدت کاهش یابد.

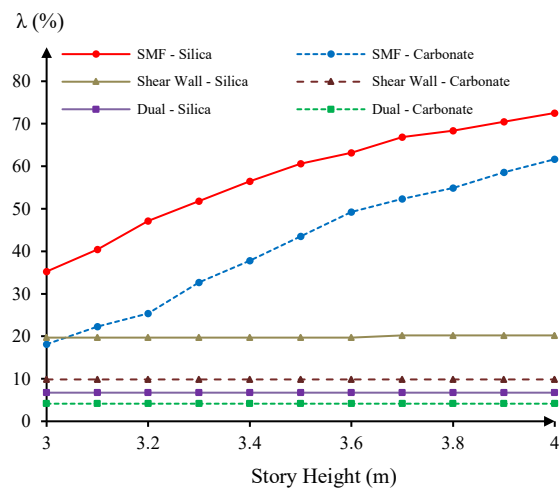
۲- یکی از عوامل مهم در عملکرد حریق ستون‌ها، ظرفیت مازاد ستون در شرایط حریق نسبت به حالت‌های اصلی طراحی سازه

است. به‌عنوان مثال، در سیستم‌هایی همچون سیستم دوگانه بخش قابل توجهی از ظرفیت ستون درگیر نیروهای لرزه‌ای است که به صورت هم‌زمان با حریق اعمال نمی‌شود. به‌عبارت دیگر کنترل‌های لرزه‌ای همچون تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل چشمه اتصال سبب شده ستون ابعاد بزرگی داشته باشد که سبب بهبود رفتار آن در شرایط حریق می‌شود.

در سیستم دوگانه قاب خمشی به همراه دیوار برشی، هر دو عامل ۱ و ۲ تأثیر مثبت داشته و سبب بهبود عملکرد ستون‌ها در شرایط حریق می‌شود. از سوی دیگر، در سیستم دیوار برشی تنها، عامل ۱ تأثیر مثبت داشته ولی ستون‌ها عمدتاً به‌صورت ثقلی طراحی می‌شوند و لذا عامل ۲ تأثیر منفی خواهد داشت. در نقطه مقابل در سیستم قاب خمشی ویژه، عامل ۱ تأثیر منفی و عامل ۲ تأثیر مثبت دارد. مقایسه سیستم قاب خمشی و دیوار برشی نشان می‌دهد که طبق نتایج، اثر منفی عامل ۱ غالب است.

### ۷-۲- بررسی اثر ارتفاع طبقات

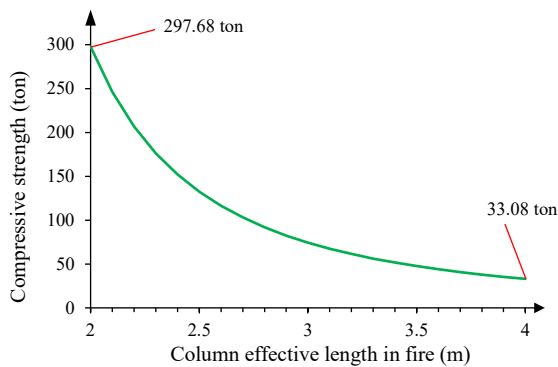
در شکل (۱۲) مقادیر پارامتر  $\lambda$  به‌ازای تمامی مدل‌ها نمایش داده شده است. نتایج برای سه نوع سیستم باربر جانبی و دو نوع سنگدانه بر حسب ارتفاع طبقات متفاوت ترسیم شده است.



شکل ۱۲- مقادیر  $\lambda$  متناظر با مدل‌های مختلف

با افزایش ارتفاع طبقات، مقدار  $L$  (طول ستون) افزایش پیدا می‌کند. اما به هر حال پارامتر مؤثر در روابط حریق،  $KL$  است. این پارامتر توسط آیین‌نامه به مقدار ۲ متر محدود شده که در این مطالعه نیز این محدودیت رعایت شده است. مقدار  $K$  در سیستم‌های مهارنشده برابر با ۰/۵ است و لذا با رعایت این محدودیت، پارامتر  $KL$  در تمامی مدل‌های شامل سیستم‌های مهارشده (سیستم دیوار برشی و سیستم دوگانه) کم‌تر از ۲ متر محاسبه شده و باید مقدار ۲ متر لحاظ شود. در نتیجه عملکرد





شکل ۱۴- تغییرات ظرفیت فشاری ستون در شرایط حریق به ازای طول‌های کمانشی مختلف

همان‌طور که در این نمودار دیده می‌شود، ظرفیت ستون در هنگام حریق، به شدت به طول مؤثر ستون وابسته است، به نحوی که ظرفیت ستون با طول کمانشی ۲ متر، ۹ برابر ظرفیت همان ستون با طول کمانشی ۴ متر است. این موضوع به کمک بازنویسی رابطه (۲) نیز قابل بررسی است:

$$t_{fi, RD} = f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{I_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{\sqrt{N_{fi, RD}}} \quad (2)$$

$$\rightarrow N_{fi, RD} = \left[ f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{I_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{t_{fi, RD}} \right]^2 \quad (7)$$

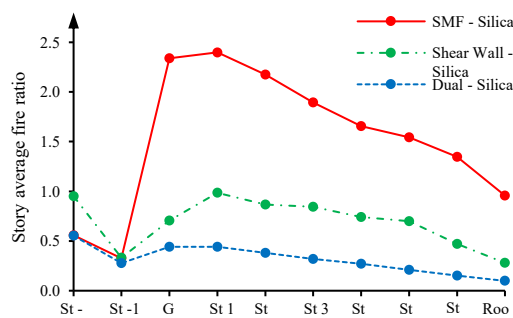
برای یک ستون مشخص، مقادیر  $f_1$ ،  $f_{ck}$ ،  $D$  و  $t_{fi, RD}$  ثابت است و می‌توان نوشت:

$$N_{fi, RD} = \frac{c}{(I_0 - 1000)^2} \quad (8)$$

لذا ظرفیت فشاری ستون CFT در شرایط حریق با توان دوم طول مؤثر ستون ارتباط دارد.

### ۳-۷- بررسی عملکرد حریق در طبقات مختلف

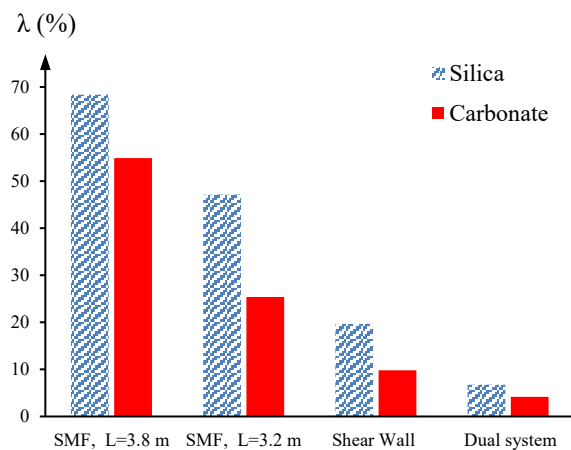
پس از بررسی عملکرد کلی هر یک از مدل‌ها، لازم است وضعیت ستون‌ها به تفکیک طبقات نیز بررسی گردد. شکل (۱۵) میانگین نسبت بار حریق در طبقات مختلف را برای تمامی مدل‌ها با سنگ‌دانه سیلیکاتی نشان می‌دهد.



شکل ۱۵- میانگین نسبت بار حریق به تفکیک طبقات

کلی سازه‌های متشکل از سیستم دوگانه و سیستم دیوار برشی تغییرات چندانی نسبت به ارتفاع طبقات از خود نشان نمی‌دهد. این در حالی است که در سیستم قاب خمشی، ضریب  $K$  برابر با ۱ است و لذا مقادیر  $KL$  بین ۳ تا ۴ متر تغییر می‌نماید. به همین دلیل، نمودارهای مربوط به قاب خمشی، به شدت به ارتفاع طبقات ساختمان، حساس هستند.

با افزایش ارتفاع طبقات در سیستم قاب خمشی، عملکرد ستون‌های پروژه به سرعت افت می‌کند. از این رو برای ارتفاع طبقات زیاد (به عنوان مثال ۴ متر)، عملاً غالب ستون‌های CFT در ساختمان قادر به تحمل حریق برای مدت زمان ۲ ساعت نیستند که منطقی است برای تمامی ستون‌های پروژه از پوشش ضدحریق استفاده شود. در شکل (۱۳) عملکرد کلی ستون‌های CFT در سیستم قاب خمشی ویژه با ارتفاع ۳/۲ متر و ۳/۸ متر در کنار سایر سیستم‌ها نشان داده شده است.



شکل ۱۳- مقایسه مقادیر  $\lambda$  سیستم قاب خمشی با ارتفاع ۳/۲ و ۳/۸ متر در کنار سایر سیستم‌ها

مطابق نتایج، به هر حال عملکرد قاب خمشی ویژه ضعیف‌تر از سایر سیستم‌ها است اما همچنان به‌ازای ارتفاع طبقات کوچک (برای نمونه ۳/۲ متر) بخش عمده‌ای از ستون‌ها در سیستم قاب خمشی پاسخگوی شرایط حریق هستند، در حالی که به‌ازای ارتفاع طبقات زیاد (برای نمونه ۳/۸ متر) عملاً غالب ستون‌های پروژه به پوشش ضدحریق نیاز دارند.

برای بررسی دقیق‌تر اثر طول کمانشی، اگر در رابطه (۲)، ظرفیت فشاری ستون در شرایط حریق بر حسب پارامتر  $KL$  محاسبه شود، شکل (۱۴) حاصل می‌گردد. این نمودار به‌ازای یک ستون با بعد ۳۰ سانتی‌متر و بتن با مقاومت ۴۰ مگاپاسکال با سنگ‌دانه کربناتی ترسیم شده است.



برای کنترل ستون‌های سازه ارائه گردید. بر این مبنا و با استفاده از ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه در شهر تهران، مطالعات موردی انجام شد. مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده از این مطالعه عبارتند از:

۱- نوع سیستم باربر جانبی ساختمان، بر عملکرد ستون‌های CFT در هنگام حریق تأثیرگذار است. این تفاوت ناشی از دو عامل است: الف- در سیستم‌های باربر جانبی مختلف، طول کمانشی ستون‌ها در شرایط حریق با یک‌دیگر متفاوت است. سیستم دیوار برشی و سیستم دوگانه مهارشده تلقی می‌شوند ( $K=0.5$ ) و سیستم قاب خمشی مهارنشده ( $K=1$ ) است. ب- در طراحی سازه، ابعاد ستون‌ها عمدتاً بر مبنای نیروهای زلزله و کنترل‌های متناظر با آن (کنترل تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات) تعیین می‌گردد؛ در حالی که هم‌زمانی وقوع زلزله و حریق محتمل نیست و در شرایط حریق ظرفیت مازاد قابل توجهی نسبت به شرایط زلزله وجود دارد. در سیستم‌های باربر جانبی مختلف، ظرفیت مازاد ستون‌ها با یک‌دیگر متفاوت است.

۲- تحلیل‌ها نشان می‌دهد که به‌ازای ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و در حالت استفاده از سنگ‌دانه سیلیکاتی، به‌ترتیب ۷٪، ۱۹٪ و ۴۸٪ از ستون‌های سیستم دوگانه، سیستم دیوار برشی و سیستم قاب خمشی در شرایط حریق پاسخگو نیستند. سیستم دوگانه بهترین عملکرد حریق را داراست؛ زیرا هر دو عامل الف و ب تأثیر مثبت دارند. پس از آن سیستم دیوار برشی عملکرد مناسبی را از خود نشان می‌دهد. در این سیستم عامل الف تأثیر مثبت و عامل ب تأثیر منفی دارد. عملکرد سیستم قاب خمشی ضعیف‌تر از سایر سیستم‌هاست. در این سیستم عامل الف تأثیر منفی و عامل ب تأثیر مثبت دارند.

۳- مقایسه سیستم قاب خمشی و دیوار برشی بتن‌آرمه نشان می‌دهد که عامل الف تأثیرگذاری بیشتری نسبت به عامل ب داراست؛ به‌عبارت دیگر، در سیستم قاب خمشی اثر منفی افزایش طول کمانشی ستون به اثر مثبت ظرفیت مازاد ستون غلبه دارد.

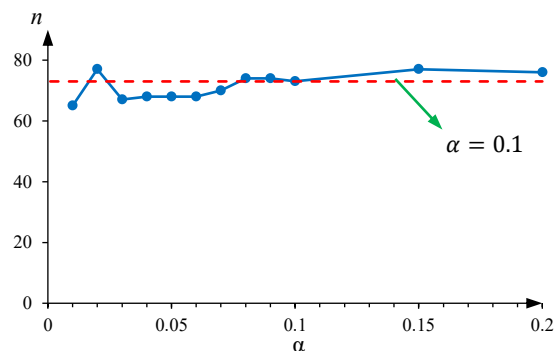
۴- ارتفاع طبقات در سیستم‌های مهارشده تأثیر چندانی در عملکرد حریق ستون‌های CFT در سازه ندارد. علت این موضوع، محدودیت طول کمانشی ستون در روابط حریق در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان است. بر این مبنا حداقل طول کمانشی ستون باید برابر با ۲ متر لحاظ شود. در سیستم‌های مهارشده تا ارتفاع ۴ متر، طول کمانشی ستون در شرایط حریق کمتر از این مقدار است و باید مقدار حداقل لحاظ شود.

مطابق نتایج، در سیستم قاب خمشی، طبقات پایین عملکرد به مراتب بهتری دارند؛ زیرا طبقات پایین مهارشده هستند و وضعیت مطلوبی در حریق دارند. اما در محل تغییر از زیرسازه به روسازه، ضریب  $K$  از ۰/۵ به ۱ تغییر کرده و رفتار حریق ستون را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. با این حال در طبقات بالاتر وضعیت مناسب‌تر است؛ زیرا تقاضای وارد بر ستون‌ها (به‌ویژه نیروی فشاری) کاهش می‌یابد.

در سیستم دوگانه، در طبقات مختلف تغییری در ضریب  $K$  به‌وجود نمی‌آید و لذا به‌طورکلی در طبقات بالاتر، عملکرد بهتر است. افت نسبت بار در زیرزمین اول عمدتاً به این دلیل است که مقطع ستون در این طبقات افزایش یافته و یک جهش در نسبت بار مشاهده می‌شود.

#### ۴-۷- حساسیت نتایج نسبت به پارامتر $\alpha$

در فرآیند مدل‌سازی از ضریب  $\alpha$  برای کاهش سختی خمشی ستون‌ها در هر دو جهت استفاده گردید تا اثر بازتوزیع ستون‌ها تا حد امکان در محاسبات منعکس گردد. تمامی نمودارهای قبل بر مبنای نسبت پیشنهادی  $\alpha = 0.1$  محاسبه گردید اما به هر حال حساسیت نتایج به این پارامتر باید بررسی گردد. به این منظور پارامتر  $\alpha$  از مقدار ۰/۰۱ تا ۰/۲ تغییر نموده و مقادیر  $n$  (تعداد ستون‌های ساختمان با نسبت بار حریق کم‌تر از یک) مورد مقایسه قرار می‌گیرد که در شکل (۱۶) نمایش داده شده است.



شکل ۱۶- حساسیت نتایج به پارامتر  $\alpha$

به‌طورکلی نتایج، حساسیت قابل توجهی نسبت به  $\alpha$  نشان نمی‌دهند و مقدار پیشنهادی ۰/۱ حاشیه اطمینان مناسبی به همراه خواهد داشت. لازم به ذکر است اگرچه مقادیر بزرگتر  $\alpha$  وضعیت را وخیم‌تر می‌کنند، اما بیانگر رفتار واقعی در شرایط حریق نیستند.

#### ۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد ستون‌های CFT در برابر حریق در کل ساختمان مورد بررسی قرار گرفت و دستورالعمل مشخصی



۵- ارتفاع طبقات در سیستم‌های مهارنشده (مثل قاب خمشی) تأثیر فزاینده‌ای بر عملکرد حریق ستون‌های CFT در سازه دارد. به نحوی که در سیستم قاب خمشی با ارتفاع ۳/۲ متر، ۷۵ درصد ستون‌های پروژه پاسخگوی حریق هستند ولی با ارتفاع ۳/۸ متر، ۴۵ درصد ستون‌ها پاسخگو هستند. بازنویسی مجدد رابطه حریق در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز حاکی از آن است که نیروی محوری قابل تحمل ستون در شرایط حریق با توان دوم طول رابطه معکوس دارد.

۶- در شرایط وقوع حریق، سختی خمشی ستون‌ها به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و بازتوزیع نیروها اتفاق می‌افتد. برای این منظور، پیش از تحلیل سازه در شرایط حریق، باید ضریب کاهش سختی خمشی به ستون‌های CFT اعمال شود. حساسیت‌سنجی نتایج نسبت به این ضریب حاکی از آن است که مقدار پیشنهادی ۰/۱ قابل اطمینان است و ضمناً می‌تواند شرایط واقعی ستون در شرایط حریق را منعکس نماید.

## ۹- فهرست علائم

نماد	شرح	نماد	شرح
$D$	قطر ستون دایروی یا بعد ستون مربعی، mm	$N_{Rd,d}$	ظرفیت محوری ستون در دمای محیط با لحاظ نمودن خروج از مرکزیت
$f_t$	ضریبی برای لحاظ نمودن نوع بتن، مقطع ستون و درصد آرماتور مقطع	$N_{fi,Rd}$	نیروی محوری قابل تحمل ستون در حریق
$f_{ck}$	مقاومت مشخصه بتن، Mpa	$N_{fi,Rd,d}$	ظرفیت محوری قابل تحمل ستون در حریق با لحاظ نمودن خروج از مرکزیت
$KL$	طول مؤثر ستون در شرایط حریق	$R$	ظرفیت باربری ستون CFT
$KL/D$	لاغری ستون	$r$	ظرفیت باربری هر یک از مؤلفه‌های مقطع
$K_s$	سختی مقیدشده ستون	$S$	نسبت سختی مقیدشده به سختی اولیه ستون
$K_{co}$	سختی اولیه ستون	$t$	مدت زمان سپری شده از وقوع حریق
$L$	طول ستون	$t_{fi,RD}$	زمان مقاومت در برابر حریق، min
$l_{\theta}$	طول کمانشی ستون، mm	$\alpha$	ضریب کاهش سختی خمشی ستون CFT
$n$	تعداد ستون‌های سازه با نسبت بار حریق کم‌تر از ۱	$\lambda$	درصد ستون‌های ساختمان که پاسخگوی حریق نیستند
$N_{Rd}$	ظرفیت محوری ستون در دمای محیط	$d$	خروج از مرکزیت ستون

## ۱۰- تشکر و قدردانی

در پایان لازم است از مجموعه رویش به جهت حمایت‌های مادی و معنوی در راستای ترویج دانش در زمینه فناوری‌های نوین و به‌ویژه در خصوص رفتار حریق ستون‌های فولادی پر شده با بتن تشکر به عمل آید.

- [1] خراسانی زواره، د. و شکوهی، م. (۱۳۹۶)، "ریزش ساختمان پلاسکو به دنبال آتش سوزی و درس‌های آموخته آن". مجله ارتقای ایمنی و پیشگیری از مصدمیت‌ها، پاییز ۱۳۹۶، دوره ۵، شماره ۳، صفحات ۱۲۰ تا ۱۲۴.
- [2] Aghakouchak, AA., Garivani, S., Shahmari, A., and Heshmati, M. (2021), "Structural Investigation of the Collapse of the 16-story Plasco Building Due to Fire", The Structural Design of Tall and Special Buildings. Jan; 30(1):e1815.
- [3] Ahmadi, MT., Aghakouchak, AA., Mirghaderi, R., Tahouni, S., Garivani, S., Shahmari, A., and Epackachi, S. (2020), "Collapse of the 16-story Plasco Building in Tehran Due to Fire", Fire technology. Mar; 56(2): 769-99.
- [4] AISC, Design Guide 19-Fire Resistance of Structural Steel Framing, J. L. Ruddy and S. A. Ioannides, Eds., AISC, Chicago, 2003.
- [5] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۵) - مبحث سوم، حفاظت ساختمان‌ها در مقابل حریق، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران
- [6] Quincy, MA. 2003. National Fire Protection Association (NFPA), NFPA 5000: Building Construction and Safety Code, 2003 Edition.
- [7] Falls Church, VA. 2000. International Code Council, Inc. (ICC), International Building Code.
- [8] CEN. EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-2: General rules-Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization; 2004.
- [9] محسنی، م. میرقادی، ر. و بدرافشان، ی. (۱۴۰۱)، "مطالعه پارامتریک رفتار حریق ستون فولادی پرشده با بتن با ابعاد فراتر از محدودیت‌های مبحث دهم مقررات ملی ساختمان"، ششمین همایش بین‌المللی مهندسی سازه.
- [۱۰] محسنی، م. بدرافشان، ی. و میرقادی، ر. (۱۴۰۱)، "مطالعه عددی توزیع درجه حرارت در ستون‌های CFT با ابعاد متفاوت و توسعه محدودیت ابعاد ستون در رابطه محاسبه زمان حریق در ستون‌های CFT"، یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد و دومین کنفرانس ملی قاب‌های سبک فولادی.
- [11] Twilt, L., Hass, R., Klingsch, W., Edwards, M., and Dutta, D. (1996), "Design guide for structural hollow section columns exposed to fire", Cologne, Germany : Comite International Pour le Developpement et l'Etude de la construction Tabulaire (CIDECT).
- [12] CEN. EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization; 2005.
- [13] Han, LH., Yang, YF., and Xu, L. (2003), "An Experimental Study and Calculation on the Fire Resistance of Concrete-Filled SHS and RHS columns. Journal of constructional steel research", Apr 1;59(4):427-52.
- [14] Yin, J., Zha, XX., and Li, LY. (2006), "Fire Resistance of Axially Loaded Concrete Filled Steel Tube Columns", Journal of Constructional Steel Research. Jul 1;62(7):723-9.
- [15] Kodur, VKR., and Lie, TT. (1996), "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 127(1): 30-36.
- [16] Kodur, VKR., and Lie, TT. (1996), "Fire Resistance of Circular Steel Columns Filled with Fiber-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 122(7): 776-782.
- [17] Kodur, VKR. (1998), "Design Equation for Evaluating Fire Resistance of SFRC-filled HSS Columns", ASCE Journal of Structural Engineering: 124(6): 671-677.
- [18] Kodur, VKR. (1999), "Performance Based Fire Resistance Design of Concrete-filled Steel Columns", Journal of Constructional Steel Research: 5: 21-36.
- [19] Kodur, VKR., and MacKinnon, DH. (2000), "Design of Concrete Filled Hollow Section Columns for Fire Endurance", AISC Engineering Journal: 37(1): 13-24.
- [20] Lie, TT., and Irwin, RJ. (1995), "Fire Resistance of Rectangular Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 121(5): 797-805.
- [21] Lie, TT., and Kodur, VKR. (1996), "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 122(1): 30-36.
- [22] CEN. EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1.2: General Actions - Actions on Structures Exposed to Fire, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2002.
- [23] Wang, YC. editor. (2002), "Steel and Composite Structures: Behaviour and Design for Fire Safety", CRC Press; May 2.
- [24] Wang, Y.C. (1991), "The Effects of Structural Continuity on the Fire Resistance of Concrete Filled Columns in Non-sway Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 50, No. 2, pp. 177-197.
- [25] Nethercot D, editor. Composite construction. CRC Press; 2003 Apr 24.
- [26] Wang, YC., and Moore, DB. (1994), "Effect of Thermal Restraint on Column Behaviour in a Frame", Fire Safety Science;4:1055-66.
- [27] Kimura, M., Ohta, H., Kaneko, H., and Kodaira, A. (1990), "Fire Resistance of Concrete-filled Square Steel Tubular Columns Subjected to Combined Loads", Elsevier Science Publishers Ltd.(UK);:372-9.
- [28] Chung, K., Park, S., and Choi, S. (2009), "Fire Resistance of Concrete Filled Square Steel Tube Columns Subjected to Eccentric Axial Load", International Journal of Steel Structures. Mar;9(1):69-76.
- [29] Zhou, X., Liu, J., Wang, X., and Chen, YF. (2016), "Behavior and Design of Slender Circular Tubed Reinforced-concrete Columns Subjected to Eccentric Compression", Engineering Structures. Oct 1;124:17-28.
- [30] European Committee for Standardization, Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, Part 1.2: Structural fire design. ENV 1994-1-2, British Standards Institution, London, 1994.



- [۳۱] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [32] Committee, AISC. 2016. 'Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)', American Institute of Steel Construction, Chicago- Illinois.
- [33] Yang, H., Liu, F., Zhang, S., and Lv, X. (2013), "Experimental Investigation of Concrete-filled Square Hollow Section Columns Subjected to Non-uniform Exposure", Engineering structures. Mar 1;48: 292-312.
- [34] Heinisuo, M., and Jokinen, T. (2014), "Tubular Composite Columns in a Non-symmetrical Fire", Magazine of Civil Engineering. Jul 1.(5)
- [35] Couto, C., Real, PV., Lopes, N., and Rodrigues, JP. (2013), "Buckling Analysis of Braced and Unbraced Steel Frames Exposed to Fire", Engineering Structures. Apr 1;49: 541-59.
- [36] Xiong, MX., and Yan, JB. (2016), "Buckling Length Determination of Concrete Filled Steel Tubular Column Under Axial Compression in Standard Fire Test", Materials and Structures. Apr;49(4):1201-12.
- [37] Bailey, C. (2000), "Effective Lengths of Concrete-filled Steel Square Hollow Sections in Fire", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. May;140(2):169-78.
- [38] ETABS16.2.0. "Extended Three Dimensional (3D) Analysis and design of Building System", Berkeley, California, USA.





http://journaliss.ir

## تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی ساده فولادی با ستون‌های پیوندشده

اباذر اصغری<sup>۱\*</sup>، وحید جابری<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

\* abazar.asghari@ut.ac.ir، ۱۴۱۷۶۱۳۱۳۱، صندوق پستی

### چکیده

سیستم قاب با ستون پیوندشده (LCF) ایده‌ای جدید از یک سیستم سازه‌ای فولادی است که قابلیت تعمیر سریع و ساده ساختمان‌ها بعد از یک زلزله شدید را با جایگزین کردن چندین عضو فراهم می‌کند. این سیستم متشکل از سیستم باربرجانبی اولیه ستون پیوندشده (LC) و سیستم باربرجانبی ثانویه قاب خمشی (MF) است که در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. تحقیقات اخیر نشان می‌دهند که سیستم باربرجانبی اولیه ستون پیوندشده به‌تنهایی نیز توان مقاومت در برابر بارهای جانبی و ایجاد ظرفیت لرزه‌ای کافی را دارد، درحالی‌که مزیت‌های این سیستم را نیز حفظ می‌نماید. از این رو، با توجه به اهمیت مقادیر پارامترهای لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها و ضرورت ارائه این مقادیر در آیین‌نامه‌ها، در این تحقیق به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی منفرد که در یک قاب ساختمانی ساده جای گرفته است، پرداخته می‌شود. بدین منظور، با توجه به محدودیت این سیستم در ارتفاع، مدل‌هایی ۱ تا ۹ طبقه از سیستم قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه، سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده ویژه (LCS) و سیستم قاب خمشی فولادی ویژه (MRF) طراحی شده و بعد از مقایسه ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌ها، مقادیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان و ضریب رفتار آن‌ها محاسبه شده است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده از ظرفیت غیرارتجاعی خوبی برخوردار است و در یک ارزیابی اولیه مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه‌مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان (Cd) این سیستم به‌ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است. همچنین بررسی‌های صورت‌گرفته نشان داده‌اند که این سیستم علاوه بر مزیت‌های خاص خود، برای ساختمان‌های کوتاه و میان‌طبقه بسیار مناسب است؛ اما در ساختمان‌های بلندتر با مشکلاتی از جمله افزایش مقدار فولاد مصرفی در اسکلت، دشوار شدن کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و افت شکل‌پذیری روبه‌رو است که مقدار آن‌ها با افزایش ارتفاع ساختمان نیز تشدید خواهد شد.

### واژگان کلیدی

سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده، سیستم‌های سازه‌ای فولادی جدید، تعیین پارامترهای لرزه‌ای، تعمیرپذیری سازه‌ها

## Quantification of the seismic parameters of building frame systems with linked columns

Abazar Asghari, Vahid Jaberi

### Abstract

The linked column frame (LCF) system is a new steel lateral load resisting system that is developed with the aim of creating the capability of quick and simple repair of buildings after earthquakes. The LCF system is a combination of a primary linked column (LC) system and a secondary moment frame (MF) system that together resist lateral loads. On the other hand, more recent studies have shown that the linked column (LC) system individually has the ability to resist lateral loads and provides sufficient seismic capacity. Therefore, due to the importance of presenting the seismic performance factors of response modification coefficient (R), overstrength factor ( $\Omega_0$ ) and deflection amplification factor (Ca) in seismic codes and the need for these factors for the seismic analysis and structural design using a linear analysis method, in this research the quantification of the values of these seismic factors for the linked column system (LCS) is discussed. Moreover, a comparison of the value of materials used in the skeleton of models designed with different structural systems is made, which examines the weight of elements in each system separately, and it compares the LCF and LCS system with other common structural systems in terms of steel used in the structure. The results show that the response modification coefficient of the linked column system (LCS) is equal to 8, similar to the linked column frame (LCF) and moment resisting frame (MRF) systems. But the overstrength factor of the LCS system is slightly lower than the LCF and MRF systems, which is equal to 2.7. Also, the deflection amplification factor of the LCF system is the same as the moment resisting frame system, but in the design of the LCS system, using a linear analysis, a larger interstorey drift can be allowed in the upper half of the building, because for the design of linked column (LC), the rotation of links is usually a critical criterion for design.

### Keywords

Linked column system, Linked column frame, Steel lateral load resisting system, Seismic performance factors

۹۰/ نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

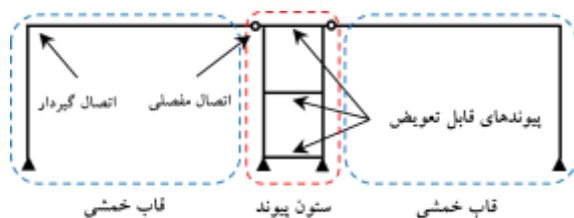


در این خصوص **ملکوتیان و همکاران** به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب با ستون پیوندشده پرداختند و مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه‌مقاومت و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان این سیستم را به ترتیب برابر با ۳/۸ و ۵/۵ تعیین نمودند [۴]. همچنین طراحی پیوندها در این سیستم مطالعاتی با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی به روش اجزای محدود انجام شده است [۵ و ۶] و جزئیات اجرایی مناسبی برای طراحی تیرهای پیوند ارائه شده است [۷]. تأثیرات طول پیوندها روی رفتار سیستم نیز ارزیابی گردیده [۴] و جزئیات بسیاری از جمله تأثیرات اتصالات پایه ستون‌ها به فونداسیون در حالت‌های مختلف نیز بررسی شده است [۳]. برای طراحی این سیستم در سال ۲۰۱۷ **شعبی و همکاران** موفق به ارائه روشی مناسب شدند [۸ و ۹]؛ و در سال ۲۰۲۰ **تذرو و محب‌خواه** نیز روش طراحی مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم را برای این سیستم ارائه کردند [۱۰ و ۱۱]. اخیراً نیز **جابری** دلایل پیچیدگی رفتاری سیستم قاب با ستون پیوندشده را به تفکیک مشخص نمود و روش طراحی مبتنی بر فروریزش را برای پوشش تمام پیچیدگی‌های رفتاری سازه، با هدف طراحی لرزه‌ای ساده سیستم‌های سازه‌ای پیچیده ارائه کرده است [۱۲]. سیستم باربرجانبی ستون پیوندشده یک طرح بسیار مناسب برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان موجود نیز هست و می‌توان از آن در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بهره گرفت [۱۳]. به‌طورکلی مطالعاتی که تاکنون در خصوص این سیستم صورت گرفته نشان می‌دهند این سیستم قادر به تحقق اهداف طراحی خود است و عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارد [۱۴-۲۰].

علاوه بر این، در سال ۲۰۱۸ **اصغری و جابری** از ایده ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی منفرد استفاده کردند [۲۱ و ۲۲] و ستون پیوند را به‌عنوان سیستم باربرجانبی در یک قاب ساختمانی ساده طراحی کردند تا نوع جدیدی از سیستم LCF ارائه گردد که در نهایت می‌تواند منجر به سهولت در اجرا، کاهش وزن اسکلت، بهبود عملکرد و رفع عیب‌های این سیستم شود. در نتیجه سیستم ستون پیوندشده به‌عنوان یک سیستم باربرجانبی فولادی منفرد در قاب ساختمانی ساده معرفی شد. این سیستم علاوه بر حفظ قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله، قابلیت طراحی ساده با استفاده از روش‌های تحلیل خطی را دارد؛ بنابراین

قابلیت تعمیر ساختمان‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کارآمد باشد. طراحی سازه‌ها به‌صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک ویژه‌ای در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. سیستم ستون پیوندشده<sup>۱</sup> ایده‌ای جدید از یک سیستم باربر جانبی فولادی است که این قابلیت را فراهم می‌نماید [۱]. این سیستم اولین بار در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند واقع در خلیج سانفرانسیسکو ایالات متحده به‌کار گرفته شد [۲]. در طرح برج اصلی این پل از ستون‌هایی که توسط پیوندها به هم متصل شده‌اند، استفاده شده است. وظیفه پیوندها در این پل جذب و مستهلک‌نمودن نیروهای ناشی از زلزله است. این پیوندها قابلیت تعویض سریع بلافاصله بعد از زلزله را دارند، در نتیجه بعد از زلزله تعویض یا تعمیر می‌گردند تا پل توانایی مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را داشته باشد [۲]. بر اساس این طرح، قابلیت تعمیر سریع و ساده سازه‌ها بعد از زلزله با تعویض چندین عضو با استفاده از ایده ستون پیوندشده شکل گرفت.

در سال ۲۰۰۷ **دوسکا<sup>۲</sup> و همکاران** از این ایده در طراحی ساختمان‌ها استفاده کردند تا قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو را به‌وجود آورند و بدین منظور از دو سیستم ستون پیوندشده و سیستم قاب خمشی در برابر بارهای جانبی استفاده کردند. به‌صورتی که این دو سیستم در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت کنند. در نتیجه سیستمی جدید از یک قاب فولادی با عنوان قاب با ستون پیوندشده<sup>۳</sup> ارائه نمودند [۳]. شکل (۱) حالت شماتیک این سیستم را نشان می‌دهد که از دو بخش سیستم ستون پیوندشده و سیستم قاب خمشی تشکیل شده است.



شکل ۱- سیستم قاب با ستون پیوندشده (LCF)

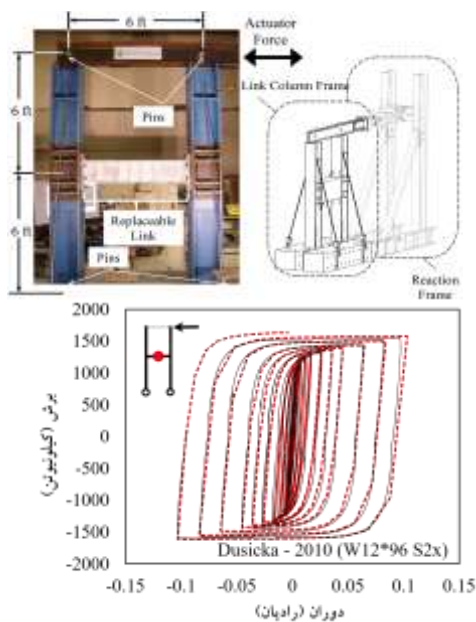
<sup>1</sup> Linked column system (LCS)

<sup>2</sup> Peter Dusicka et al

<sup>3</sup> Linked column frame (LCF)



تلاش‌ها و نیروهای ناشی از زلزله در پیوندها به صورت نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌های مجاور پیوندها به صورت نیروی محوری، لنگر خمشی و اندک نیروی برشی ظاهر می‌شوند. در این سیستم اغلب رفتار برشی پیوندها حائز اهمیت است؛ زیرا طی تحقیقاتی که در چند دهه اخیر بر روی رفتار خمشی و برشی تیرهای کوتاه صورت گرفته است، مشخص گردید که این اعضا در یک رفتار برشی توانایی بسیار بالایی در جذب و استهلاک انرژی دارند [6]. با توجه به این که در این سیستم استفاده از تیرهای کوتاه (پیوندها) بخشی از ماهیت آن است، در نتیجه رفتار برشی این اعضا تأثیر به‌سزایی در بهبود عملکرد کلی سیستم دارد. شکل (۳) منحنی رفتار هیستریزس یک تیر پیوند و مقدار جذب و استهلاک انرژی آن در عملکردی برشی را نشان می‌دهد. این مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات دوسکا در سال ۲۰۱۰ است [۵] که به بررسی عملکرد انواع پیوندها در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون‌های متصل شده با پیوندها) پرداخته است. همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده، ساخت مدل‌های آزمایشگاهی برای ارزیابی رفتار واقعی تیرهای پیوند در میان دو ستون نزدیک به هم با هدف استخراج رفتار واقعی تیرهای پیوند در سیستم ستون پیوندشده انجام شده است. بر این اساس، در این تحقیق رفتار پیوندها در سیستم ستون پیوند با استفاده از مدل آزمایشگاهی Shear Link - S2x کالیبره شده است تا مشخصات مصالح و رفتار پلاستیک صحیحی برای این اعضا در نظر گرفته شود.

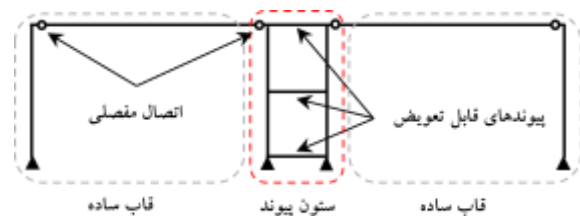


شکل ۳- مدل رفتاری تیرهای پیوند در سیستم ستون پیوندشده

با توجه به این که مقادیر پارامترهای لرزهای برای سیستم منفرد ستون پیوندشده هنوز تعیین نگردیده است و اهمیت مقادیر پارامترهای لرزهای در طراحی سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های خطی و ضرورت ارائه این مقادیر در آیین‌نامه‌ها، در این تحقیق به تعیین پارامترهای لرزهای سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده پرداخته می‌شود.

## ۲- معرفی سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده

سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده، ایده‌ای جدید از یک سیستم باربرجانبی فولادی است که عملکرد لرزهای مناسبی در برابر زلزله دارد. هدف از طراحی این قاب ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع و ساده ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو است. به‌طورکلی همانند شکل (۲) قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده از سه بخش ستون‌ها، تیرها و پیوندها تشکیل شده است. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوند داده‌شده اعضای باربرجانبی و سایر ستون‌ها و تیرها اعضای باربر ثقلی هستند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض پیوندهای آن است. این قاب به‌گونه‌ای طراحی شده است که در زمان زلزله نیروی جانبی روی پیوندهای آن متمرکز می‌شوند و پیوندها نیرو را جذب و مستهلک می‌نمایند. این اعضا رفتاری همانند یک فیوز دارند زیرا به‌منظور جذب انرژی و تعویض سریع بعد از زلزله به‌کار گرفته شده‌اند. در نتیجه بعد از زلزله با تعویض پیوندهای آسیب‌دیده، ساختمان سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را خواهد داشت و مجدداً مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرد. پیوندها در این سیستم به‌صورت تیرهایی کوتاه با اتصالات انتهایی صلب (از نوع قابل تعویض) طراحی می‌شوند و اتصالات انتهایی سایر تیرها نیز از نوع مفصلی (دوسر ساده) است [۲۳].



شکل ۲- سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده

### ۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه

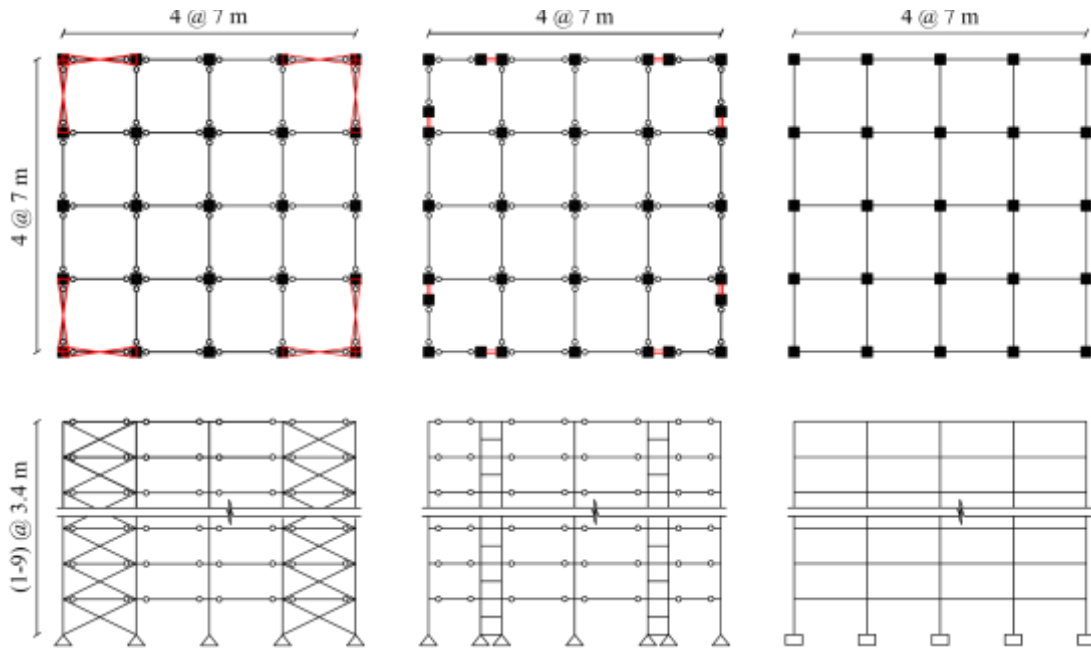
برای ارزیابی مقادیر پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مدل‌هایی ۱ تا ۹ طبقه از سه سیستم سازه‌ای فولادی قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه (CBF)، قاب ساده با ستون‌های پیوندشده ویژه (LCS) و قاب خمشی فولادی ویژه (SMRF) طراحی شده‌اند. تا علاوه بر تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی ساده با ستون‌های پیوندشده، مقایسه‌ای با سایر سیستم‌های سازه‌ای فولادی رایج صورت گیرد.

این مدل‌ها به صورت دوبعدی با شرایط بارگذاری و هندسی کاملاً یکسان و با فرض ۴ دهانه ۷ متری در هر بعد (طول هر بعد افقی ۲۸ متر) و ارتفاع طبقه‌ای برابر ۳/۴ متر طراحی شده‌اند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر اساس ضوابط AISC360-16 و ASCE7-22 صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل و طراحی آن بر اساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها، مقاطع سری W (مقاطع آمریکایی) و مصالح آن از نوع لرزه‌خیزی محل احداث و نوع خاک بر مبنای منطقه‌ای با نسبت شتاب مبنای طرح با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی خاک نوع D (خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه) است. ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها متشکل از بارهای مرده و زنده است که به صورت یکنواخت برای اعمال به سقف‌ها فرض شده‌اند و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر ۸ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع است. با توجه به این که در این تحقیق مدل‌سازی مدل‌های اولیه به صورت دوبعدی انجام شده است، بارهای ثقلی اعمال‌شده در دهانه‌های مدل‌سازی شده در محل واقعی خود اعمال گردیده و بارهای ثقلی سایر دهانه‌ها با استفاده از P-Delta Leaning Columns مدل‌سازی شده است. بارگذاری لرزه‌ای نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ای ASCE7-22 تعیین شده است. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار ( $R_u$ )، ضریب اضافه‌مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده ویژه به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است که در این تحقیق مورد مقدارسنجی قرار گرفته‌اند.

برای طراحی پیوندها در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مقدار دوران پیوندها برای زلزله طرح برابر با یک‌دهم رادیان در نظر گرفته شده و این محدودیت برای طراحی تمام پیوندها اعمال شده است. برای طراحی ستون‌ها ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف در نظر گرفته شده است. طبیعتاً در اینجا حداکثر ظرفیت تیرهای پیوند برای طراحی ستون‌های مجاور آن‌ها در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به این که رفتار پلاستیک سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده و سیستم قاب با ستون پیوندشده بسیار نزدیک به سیستم قاب خمشی فولادی است [۲۳]، از این رو به صورت موقت از فرمول ارائه‌شده برای محاسبه زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی فولادی برای طراحی سیستم ستون پیوند بهره گرفته شده است.

در سیستم ستون پیوندشده چشمه اتصال پیوندها به ستون باید رفتاری الاستیک داشته باشد تا علاوه بر فراهم‌نمودن قابلیت تعویض پیوندها و تعمیر سیستم، منجر به کاهش شکل‌پذیری قاب نگردد. بر این اساس در این تحقیق فرض شده است چشمه اتصال به‌گونه‌ای طراحی شده است که از رفتار پلاستیک آن جلوگیری گردد. با این رویکرد نواحی انتهایی صلب اعضا به آن‌ها اختصاص داده شده و رفتار الاستیک چشمه‌های اتصال بر اساس ASCE7-22 در پاسخ قاب اعمال شده است.

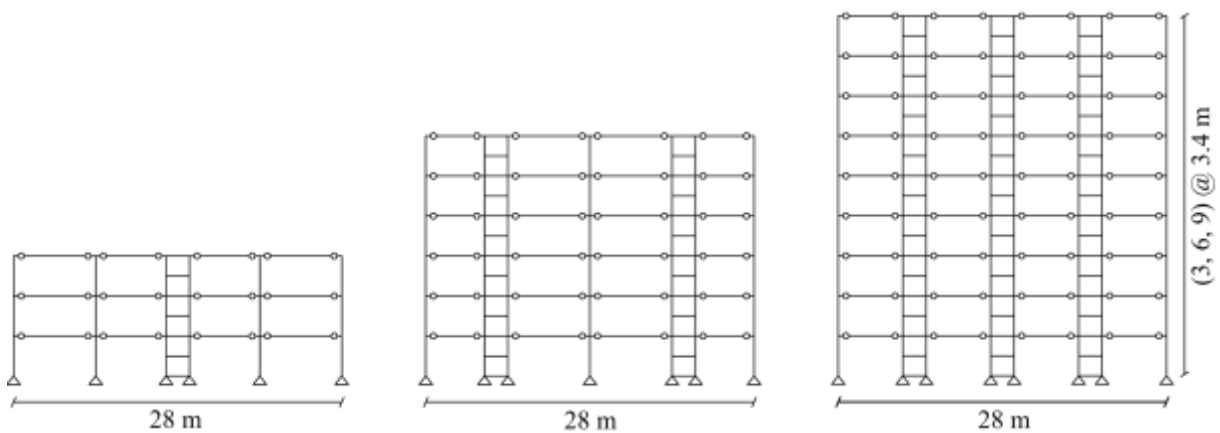
همچنین رفتار غیرخطی اعضا نیز در این تحقیق به واسطه در نظر گرفتن تمرکز تغییر شکل‌های غیرالاستیک در مفاصل پلاستیک صورت گرفته است و با توجه به نوع نیروها و تلاش‌های تشکیل‌شده در اعضا، مفاصل پلاستیک در نقاط بحرانی به اعضا اختصاص داده شده است. بدین منظور رفتار پلاستیک پیوندها با استفاده از مفاصل برشی متمرکز و رفتار پلاستیک ستون‌ها با استفاده از مفاصل متمرکز برای رفتار اندرکنشی تحت نیروی محوری و خمش مدل‌سازی شده است. بر این اساس برای هر پیوند یک مفصل برشی و برای هر ستون پیوند داده‌شده چهار مفصل متمرکز در نقاط بحرانی اختصاص داده شده است. رفتار اعضای غیرشکل‌پذیر نیز (تیرها و ستون‌های قاب ساده) با استفاده از مفاصل نیرو کنترل به ناحیه الاستیک محدود شده است. شکل (۴) هندسه مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق و پلان فرضی در نظر گرفته‌شده را نشان می‌دهد.



شکل ۴- سیستم‌های سازه‌های فولادی مورد مطالعه در این تحقیق

دهانه‌های باربرجانبی بلندتر (حداکثر ۲/۵ متر) عملکرد مناسب‌تری خواهد داشت [۲۵]. در این تحقیق برای مدل‌های ۱ تا ۶ طبقه از دهانه‌های باربرجانبی ۲ متری و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه از دهانه‌های باربرجانبی ۲/۳ متری استفاده شده است. لیست مقاطع اعضای باربرجانبی سیستم ستون پیوندشده در جدول (۱) ارائه شده است. در این مدل‌سازی برای مدل‌های ۱ تا ۳ طبقه از ۱ دهانه باربرجانبی، برای مدل‌های ۴ تا ۶ طبقه از ۲ دهانه باربرجانبی و برای مدل‌های ۷ تا ۹ طبقه از ۳ دهانه باربرجانبی همانند آنچه در شکل (۵) نشان داده شده، استفاده شده است. شایان‌ذکر است، مقاطع اعضای باربرجانبی دهانه‌ها در مدل‌هایی که دارای ۲ یا ۳ دهانه هستند، مشابه است.

تعداد دهانه‌های باربرجانبی در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده می‌تواند متفاوت باشد و همانند دهانه مهاربندها در یک قاب مهاربندی شده برحسب نیاز و بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. دهانه‌های ستون پیوند باید در محلی قرار گیرند که قابلیت دسترسی به آن‌ها وجود داشته باشد و حتی‌الامکان از پرکردن اطراف پیوندها با مصالح بنایی پرهیز شود تا پس از زلزله بتوان به سهولت آن‌ها را تعویض یا تعمیر نمود. طول دهانه‌های باربرجانبی در این سیستم نیز می‌تواند در بازه ۱/۵ تا ۲/۵ متر متغیر باشد؛ زیرا سایر مقادیر عملکرد کلی قاب را تغییر می‌دهند و مناسب نخواهند بود [۲۴]. تحقیقات صورت‌گرفته نشان داده است در ساختمان‌های کوتاه‌تر، دهانه‌های باربرجانبی کوتاه‌تر (حداقل ۱/۵ متر) و در ساختمان‌های بلندتر



شکل ۵- تعداد دهانه‌های باربرجانبی در مدل‌های سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده

جدول ۱- لیست مقاطع اعضای سازه‌ای در مدل‌های سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده

سیستم ستون پیوندشده					سیستم ستون پیوندشده				
پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون	طبقه	قاب	پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون	طبقه	قاب
W18*119	W18*86	W14*159	۳	طبقه ۳					طبقه ۲
W18*130	W18*130	W14*233	۲	(۱ دهانه)	W18*86	W18*60	W14*132	۲	(۱ دهانه)
W18*143	W18*143	W14*342	۱		W18*97	W18*97	W14*176	۱	
W18*86	W18*50	W14*132	۵	طبقه ۵					طبقه ۴
W18*106	W18*106	W14*233	۴	(۲ دهانه)	W18*71	W18*40	W14*132	۴	(۲ دهانه)
W18*119	W18*119	W14*311	۳		W18*97	W18*97	W14*176	۳	
W18*130	W18*130	W14*342	۲		W18*97	W18*97	W14*193	۲	
W18*130	W18*130	W14*370	۱		W18*106	W18*106	W14*257	۱	
W18*71	W18*50	W14*132	۷	طبقه ۷					طبقه ۶
W18*97	W18*97	W14*233	۶	(۳ دهانه)	W18*86	W18*71	W14*159	۶	(۲ دهانه)
W18*106	W18*106	W14*311	۵		W18*119	W18*119	W14*311	۵	
W18*106	W18*106	W14*370	۴		W18*119	W18*119	W14*398	۴	
W18*119	W18*119	W14*398	۳		W18*130	W18*130	W14*426	۳	
W18*119	W18*119	W14*398	۲		W18*130	W18*130	W14*426	۲	
W18*119	W18*119	W14*455	۱		W18*143	W18*143	W14*500	۱	
W18*86	W18*50	W14*132	۹	طبقه ۹					طبقه ۸
W18*106	W18*106	W14*283	۸	(۳ دهانه)	W18*71	W18*50	W14*132	۸	(۳ دهانه)
W18*119	W18*119	W14*398	۷		W18*97	W18*97	W14*257	۷	
W18*119	W18*119	W14*455	۶		W18*106	W18*106	W14*342	۶	
W18*130	W18*130	W14*500	۵		W18*119	W18*119	W14*426	۵	
W18*130	W18*130	W14*500	۴		W18*119	W18*119	W14*455	۴	
W18*143	W18*143	W14*550	۳		W18*130	W18*130	W14*455	۳	
W18*143	W18*143	W14*550	۲		W18*130	W18*130	W14*500	۲	
W18*143	W18*143	W14*655	۱		W18*130	W18*130	W14*550	۱	

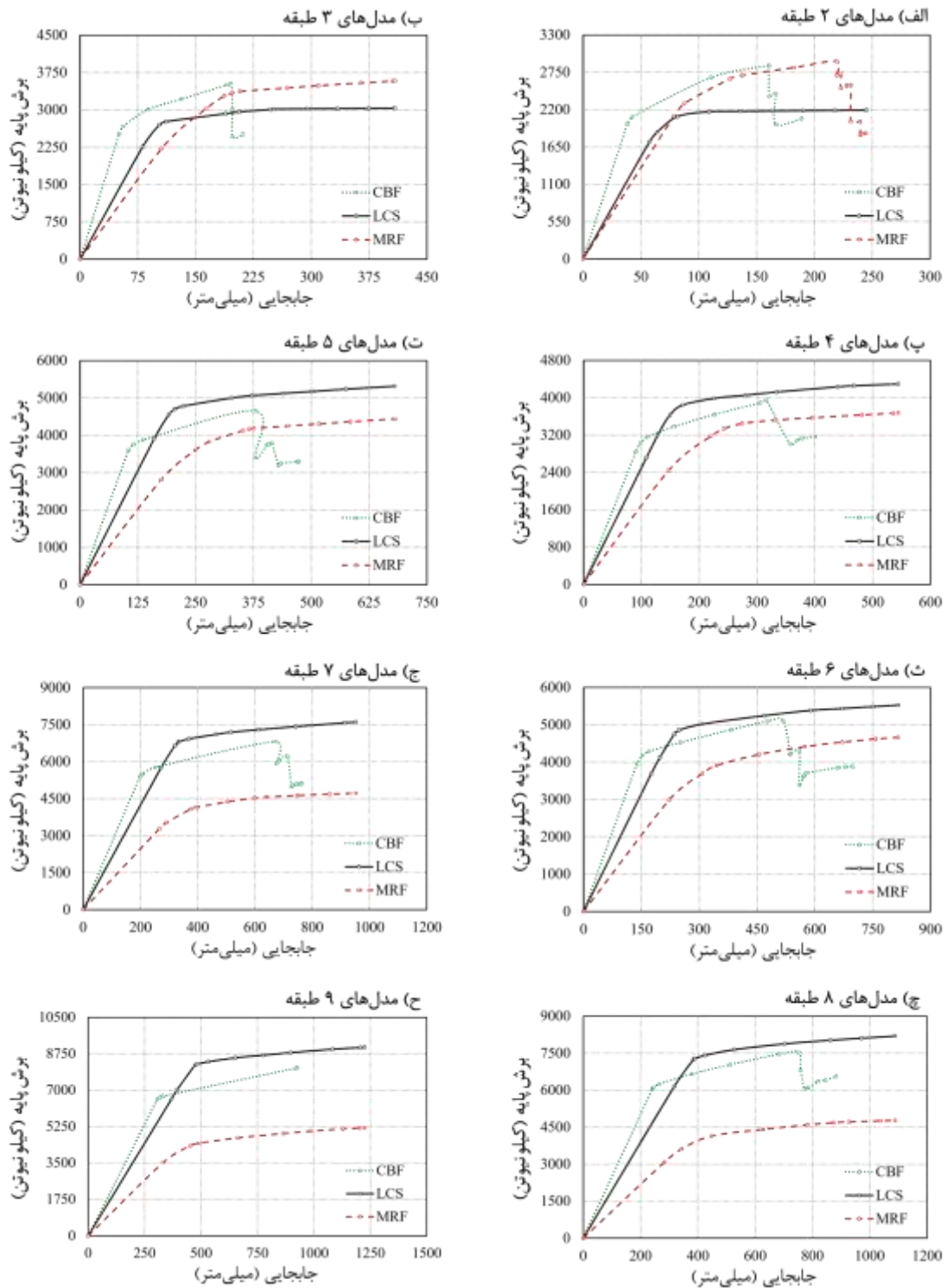
حالت رفتار خطی و غیرخطی سازه تحت اثر نیروی افزایشده در تغییرمکان‌های مختلف به صورت منحنی رسم می‌شود که این منحنی بیانگر ظرفیت سازه در برابر بارهای جانبی است. شکل (۶) منحنی ظرفیت مدل‌های ۲ تا ۹ طبقه از سیستم قاب مهاربندی‌شده همگرا، سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده و سیستم قاب خمشی فولادی را نشان می‌دهد. براساس منحنی ظرفیت مدل‌ها، سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده از ظرفیت غیرارتجاعی مناسبی برخوردار است و این

۴- ارزیابی ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌های مورد مطالعه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یکی از بهترین و مناسب‌ترین روش‌ها برای بررسی ظرفیت مقاومت سازه‌ها در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله است. در این روش سازه تحت اثر یک نیروی افزایشده قرار می‌گیرد و با شروع اعمال نیرو، مقدار نیرو و تغییرمکان جانبی سازه به صورت هم‌زمان ثبت می‌شود. این نیروی جانبی افزایشده تا جایی ادامه پیدا می‌کند که سازه تحت اثر آن فروریزد یا به حداکثر تغییرمکان جانبی خود برسد. در این



سیستم نسبت به سیستم قاب خمشی از سختی اولیه (خطی) بیش تر و نسبت به سیستم قاب مهاربندی شده همگرا از سختی کمتری برخوردار است. در این تحقیق سیستم باربرجانبی ستون پیوندشده به صورت دهانه‌هایی با طول کم (حدود ۲ متر) در قاب

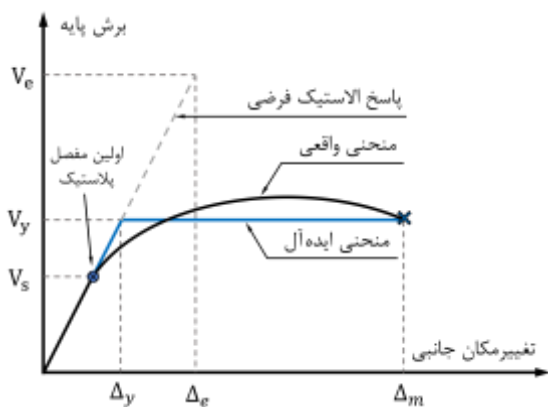
ساده طراحی شده است. استفاده از دهانه‌های باربرجانبی با طول کم و ارتفاع زیاد (بلند) باعث می‌شود، این سیستم سازه‌ای نسبت به سایر سیستم‌ها دارای تغییر مکان جانبی نسبی بیشتری باشد.



شکل ۶- منحنی برش پایه-تغییر مکان مدل‌های مورد مطالعه

پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل و طراحی سازه‌ها بر اساس رفتار الاستیک اعمال می‌شود [۲۶]. از مهم‌ترین موارد نشان‌دهنده رفتار غیرالاستیک سازه‌ها، مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای است. این پارامترها برای تحلیل و طراحی سازه‌ها با استفاده از روش‌های خطی بسیار ضروری است و مقادیر آن‌ها برای ارائه در آیین‌نامه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است؛ بنابراین در این بخش به تعیین پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده و مقایسه آن با سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قاب خمشی فولادی پرداخته شده است.

بر اساس FEMA356 روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یک روش قابل قبول برای برآورد مقدار پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای است. بر اساس این روش پژوهشگران روابط مختلفی را برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای ارائه نموده‌اند [۲۷]. در این تحقیق با رعایت اصول FEMA 356 بر مبنای شکل (۷) از روش زیر برای محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای سیستم‌ها استفاده شده است.



شکل ۷- پاسخ الاستیک فرضی و پاسخ غیرالاستیک سازه

## ۲-۵- ضریب شکل پذیری

ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) بیانگر نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی سیستم در رفتار غیرخطی به رفتار خطی است که ظرفیت تغییر شکل غیرالاستیک سازه نسبت به حالت الاستیک را نشان می‌دهد. این مقدار از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1)$$

در این رابطه بر اساس شکل ۷،  $\Delta_m$  حداکثر تغییر مکان جانبی و  $\Delta_y$  تغییر مکان متناظر با حد تسلیم سازه است. مقادیر ضریب شکل‌پذیری مدل‌ها در جدول (۲) ارائه شده است.

طی بررسی‌های صورت‌گرفته مشخص گردید، در این سیستم بعد از تحلیل و طراحی اعضای باربر جانبی بر اساس نیروهای وارده، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات همواره از مقدار مجاز تعیین شده توسط آیین‌نامه بیش‌تر است؛ بنابراین طراحی اعضای باربر جانبی در این قاب باید بر اساس حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات صورت گیرد، زیرا در طراحی این اعضا تغییر مکان جانبی نسبی طبقات همواره بحرانی‌تر از مقدار نیروهای وارده خواهد بود. برای کاهش مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم با افزایش سختی اعضای باربر جانبی سختی طبقات افزایش داده شده است. نکته مؤثر در رابطه با این موضوع، افزایش شدید مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات با افزایش ارتفاع ساختمان است. به گونه‌ای که در ساختمان‌های بلندتر، کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به مقدار مجاز خود، باعث افزایش شدید سطح مقطع اعضای باربر جانبی می‌شود.

موضوع بعدی که حائز اهمیت است، مقدار دوران تیرهای پیوند می‌باشد. پیوندها در این سیستم معمولاً بر اساس دوران مجاز طراحی می‌شوند به گونه‌ای که نباید اجازه داد تحت شدت لرزه‌ای زلزله طرح حداکثر دوران آن‌ها از یک‌دهم رادیان فراتر رود. در نتیجه برای طراحی سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده باید شرط‌های زیر برقرار باشد.

۱- مقدار نیروهای وارده بر اعضای سازه‌ای همواره از ظرفیت آن‌ها کم‌تر باشد.

۲- تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (دریافت میان‌طبقه‌ای) از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای کم‌تر باشد.

۳- دوران تیرهای پیوند تحت شدت لرزه‌ای زلزله طرح از یک‌دهم رادیان تجاوز نکند.

۴- ستون‌های پیوند داده‌شده نیز تحت شدت لرزه‌ای زلزله طرح رفتاری کاملاً الاستیک داشته باشند.

۵- اعضای باربر ثقلی (سایر ستون‌ها و تیرها) بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای برای بارهای ثقلی طراحی شده باشند.

## ۵- محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه

### ۱-۵- مقدمه

تحلیل و طراحی سریع و ساده سازه‌ها با استفاده از روش‌های تحلیل خطی باعث گسترش کاربرد آن شده است. مزیت‌های ویژه تحلیل‌های خطی و سادگی آن باعث شده همچنان این روش‌ها در سطح گسترده‌ای مورد استفاده قرار گیرند. از طرفی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در ناحیه غیرخطی نیز از اهمیت بالایی برخوردار است. در نتیجه رفتار غیرخطی سازه‌ها با استفاده از ضوابط و



جدول ۲- مقادیر ضریب شکل‌پذیری مدل‌های مورد مطالعه

قالب	ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )		
طبقه	MRF	LCS	CBF
۱	۳/۰۷	۳/۲۴	۳/۵۷
۲	۲/۶۸	۳/۴۶	۳/۵۲
۳	۲/۷۴	۳/۶۸	۳/۴۶
۴	۲/۷۷	۳/۴۲	۳/۰۷
۵	۲/۸۱	۳/۵۷	۳/۴۶
۶	۲/۸۵	۳/۴۱	۳/۴۵
۷	۲/۸۰	۲/۸۶	۳/۲۱
۸	۲/۸۷	۲/۸۳	۲/۹۴
۹	۲/۹۸	۲/۷۵	۳/۰۰
میانگین	۲/۸۴	۳/۲۵	۳/۳۰

## ۳-۵- ضریب کاهش شکل‌پذیری

ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) نشان‌دهنده کاهش نیروی برش پایه متناظر با رفتار فرضی کاملاً الاستیک سازه ( $V_e$ ) به برش پایه تسلیم سازه ( $V_y$ ) است. این ضریب بیانگر افت نیروی ناشی از بارهای لرزه‌ای در اثر رفتار غیرخطی اعضا است. برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری با استفاده از منحنی ظرفیت سازه، پژوهشگران روابط مختلفی را ارائه نموده‌اند. در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری مدل‌ها از روش میراندا<sup>۱</sup> و برترو<sup>۲</sup> [۲۸-۳۰] استفاده شده و مقادیر حاصل از محاسبه این ضریب برای مدل‌ها در جدول (۳) ارائه گردیده است.

جدول ۳- مقادیر ضریب کاهش شکل‌پذیری مدل‌ها

قالب	ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )		
طبقه	MRF	LCS	CBF
۱	۲/۹۸	۳/۱۶	۳/۴۰
۲	۲/۶۱	۳/۳۱	۳/۳۶
۳	۲/۶۳	۳/۵۲	۳/۳۰
۴	۲/۶۹	۳/۳۱	۲/۹۷
۵	۲/۷۴	۳/۴۹	۳/۳۴
۶	۲/۷۸	۳/۳۲	۳/۳۵
۷	۲/۷۴	۲/۸۱	۳/۱۱
۸	۲/۸۱	۲/۷۷	۲/۸۶
۹	۲/۹۳	۲/۷۱	۲/۹۳
میانگین	۲/۷۷	۳/۱۵	۳/۱۸

با توجه به این که ضریب رفتار سازه‌ها، برابر حاصل ضرب مستقیم ضریب کاهش شکل‌پذیری در ضریب اضافه‌مقاومت است و این که مقادیر ضریب رفتار و ضریب اضافه‌مقاومت سیستم مهاربندی‌شده همگرای ویژه و سیستم قاب خمشی ویژه در کد ASCE7-22 مشخص است؛ در نتیجه مقدار حداقل ضریب کاهش شکل‌پذیری برای سیستم مهاربندی‌شده همگرا و سیستم قاب خمشی به ترتیب برابر با ۳ و ۲/۶۷ است. برای محاسبه این مقادیر کافی است مقدار آیین‌نامه‌ای ضریب رفتار سیستم‌ها را به مقدار آیین‌نامه‌ای ضریب اضافه‌مقاومت آن‌ها تقسیم کرد. با این رویکرد بر اساس فرمول (۴) می‌توان یک مقدار از حداقل ضریب کاهش شکل‌پذیری لازم برای سیستم‌های سازه‌ای تعیین نمود که به‌نوعی بیان می‌کند کاهش شکل‌پذیری مدل‌ها به مقداری کم‌تر از آن، نشان‌دهنده عدم ظرفیت لرزه‌ای کافی مدل‌ها به نسبت سطح خطر طراحی است. همچنین این مقدار با فرض ضریب رفتار ۸ و ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۷ برای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده ویژه برابر با حداقل ضریب کاهش شکل‌پذیری ۳ است. نتایج حاصل از مقدار میانگین ضریب کاهش شکل‌پذیری مدل‌ها نشان می‌دهند که به‌صورت میانگین هر سه سیستم از حداقل ضریب کاهش شکل‌پذیری لازم برخوردار هستند؛ اما در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مشاهده می‌شود که مدل‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه به‌صورت متوالی از ضریب کاهش شکل‌پذیری کافی برخوردار نیستند. طی بررسی‌های صورت‌گرفته مشخص شد، در مدل‌های بلندتر از ۲۰ متر، این سیستم با افت شدید شکل‌پذیری روبه‌رو است و این مورد با افزایش ارتفاع سازه همواره تشدید می‌شود.

## ۴-۵- ضریب اضافه‌مقاومت

ضریب اضافه‌مقاومت ( $\Omega_0$ ) بیانگر مقدار افزایش برش پایه سازه تحت اثر بارهای لرزه‌ای در رفتار غیرخطی سیستم است. این ضریب نتیجه تشکیل تدریجی و غیرهم‌زمان مفاصل پلاستیک در اعضای باربرجانبی است که عوامل زیادی در مقدار آن تأثیرگذار هستند. این ضریب از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

در این رابطه  $V_y$  مقدار برش پایه در حالت تسلیم سازه و  $V_s$  برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است.

<sup>1</sup> Miranda<sup>2</sup> Bertero

مقادیر ضریب اضافه مقاومت محاسباتی مدل‌ها در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴- مقادیر ضریب اضافه مقاومت محاسباتی مدل‌ها

قالب	ضریب اضافه مقاومت محاسباتی ( $\Omega_0$ Model)		
طبقه	CBF	LCS	MRF
۱	۱/۲۱	۱/۴۰	۱/۴۸
۲	۱/۲۵	۱/۴۳	۱/۳۴
۳	۱/۲۹	۱/۴۴	۱/۵۹
۴	۱/۲۸	۱/۴۲	۱/۵۳
۵	۱/۲۰	۱/۴۵	۱/۵۹
۶	۱/۲۶	۱/۴۰	۱/۴۹
۷	۱/۲۲	۱/۴۰	۱/۴۸
۸	۱/۱۹	۱/۴۱	۱/۵۴
۹	۱/۱۶	۱/۴۹	۱/۴۱
میانگین	۱/۲۳	۱/۴۳	۱/۵۰

در این تحقیق ضرایب اعمالی برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی بر اساس ضریب اضافه مقاومت محاسباتی یکسان هستند و این مقدار برای هر سه سیستم سازه‌ای یکی است؛ زیرا تأثیر عوامل ناشی از ضریب اضافه مقاومت سیستم که شامل خصوصیات سیستم سازه‌ای است در تحلیل مدل کامپیوتری اعمال شده و تأثیر عوامل ناشی از ضریب اضافه مقاومت مصالح و طراحی به دلیل یکسان بودن مصالح و رعایت الزامات طراحی مدل‌ها، در نظر گرفته شده است. همچنین تأثیر سایر موارد از جمله اعضای غیرسازه‌ای و میان‌قالب‌ها، ضرایب اصلاح مربوط به رفتار حقیقی مصالح و سایر موارد مؤثر جزئی برای مدل‌های مورد مطالعه یکسان هستند. در نتیجه با توجه به این که ضرایب اضافه مقاومت سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده به صورت مستقیم با سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قالب خمشی مقایسه شده و مقادیر ضریب اضافه مقاومت این سیستم‌ها در ASCE7-22 مشخص است؛ بنابراین با افزایش یکنواخت و نسبی ضریب اضافه مقاومت مدل‌ها به مقدار تعیین شده توسط آیین‌نامه‌ها می‌توان ضریب اضافه مقاومت سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده را با دقت خوبی تخمین زد. بر این اساس جدول (۵) مقادیر ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها را نشان می‌دهد و با توجه به این مقادیر ضریب اضافه مقاومت برای سیستم قالب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده برابر ۲/۷ است.

جدول ۵- مقادیر ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها

قالب	ضریب اضافه مقاومت حقیقی ( $\Omega_0$ )		
طبقه	CBF	LCS	MRF
۱	۲/۰۴	۲/۷۱	۳/۰۳
۲	۲/۱۱	۲/۷۲	۲/۷۵
۳	۲/۱۸	۲/۷۸	۳/۲۵
۴	۲/۱۶	۲/۷۱	۳/۱۳
۵	۲/۰۲	۲/۸۱	۳/۲۵
۶	۲/۱۲	۲/۷۰	۳/۰۵
۷	۲/۰۶	۲/۷۰	۳/۰۳
۸	۲/۰۱	۲/۷۲	۳/۱۵
۹	۱/۹۶	۲/۸۷	۲/۸۹
میانگین	۲/۰۷	۲/۷۵	۳/۰۵

ضریب اضافه مقاومت سازه بر اساس نوع سیستم سازه‌ای تعیین می‌شود و بستگی به مقادیر ضریب اضافه مقاومت سیستم، ضریب اضافه مقاومت مصالح و ضریب اضافه مقاومت طراحی دارد. مدل‌های کامپیوتری اغلب در بردارنده ضریب اضافه مقاومت سیستم، طراحی و مصالح هستند؛ اما با توجه به اعمال ضرایب اطمینان در طراحی سازه‌ها، ضریب اضافه مقاومت مصالح در حالت حقیقی بیش‌تر از مقدار محاسباتی است. همچنین عوامل مؤثر بسیاری از جمله تأثیر اعضای غیرسازه‌ای و میان‌قالب‌ها، اثر بازتوزیع نیروهای داخلی و محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، در ضریب اضافه مقاومت تأثیرگذار هستند. به دلیل مؤثر بودن بسیاری از عوامل در مقدار ضریب اضافه مقاومت و عدم امکان یا دشوار بودن اعمال آن‌ها در مدل‌سازی‌های کامپیوتری، اغلب مقدار ضریب اضافه مقاومت محاسباتی با استفاده از نتایج تحلیل کامپیوتری کم‌تر از مقدار حقیقی خود خواهد شد که در صورت داشتن اطلاعات کافی و قابل اعتماد ضریب اضافه مقاومت حقیقی با استفاده از اعمال ضرایبی قابل محاسبه است. بر این اساس پژوهشگران ضرایب مختلفی را برای تخمین مقدار ضریب اضافه مقاومت حقیقی در نظر می‌گیرند از جمله ضریب نسبت جاری شدن استاتیکی حقیقی به مقاومت جاری شده استاتیکی اسمی که برای سازه‌های فولادی برابر با ۱/۰۵ در نظر گرفته می‌شود [۳۱] و ضریب تنش جاری شدن در اثر نرخ کرنش در زلزله که برابر با ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود [۳۱] و سایر ضرایب ناشی از اصلاح مدل کامپیوتری به مدل حقیقی که مورد استفاده قرار می‌گیرند.



5-5- ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان

مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقات تحت اثر بارهای لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان (Cd) تخمین زده می‌شود. این ضریب بیانگر نسبت تغییرمکان جانبی غیرخطی به خطی است که از رابطه (3) محاسبه می‌شود.

$$C_d = \frac{\Delta_m}{\Delta_s} \quad (3)$$

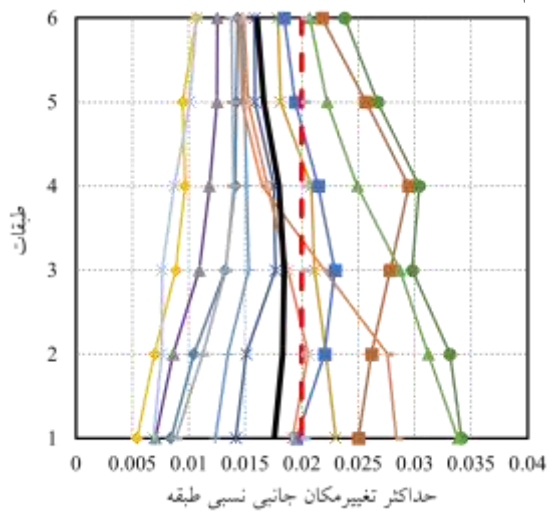
در این رابطه  $\Delta_m$  حداکثر تغییرمکان جانبی سازه و  $\Delta_s$  تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. بر این اساس مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌های مورد مطالعه در جدول (6) ارائه شده است.

جدول 6- مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌ها

قالب	ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان مدل‌ها (Cd Model)		
طبقه	MRF	LCS	CBF
1	4/55	4/54	4/32
2	4/61	4/95	4/41
3	4/35	5/31	4/46
4	4/24	4/85	3/93
5	4/47	5/18	4/15
6	4/23	4/78	4/35
7	4/14	4/02	3/92
8	4/42	4/01	3/51
9	4/21	4/11	3/48
میانگین	4/36	4/64	4/06

با توجه به این که ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان در آیین‌نامه‌ها با هدف کنترل و تنظیم مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ارائه می‌شود؛ بنابراین در سنجش این ضریب برای سیستم‌های سازه‌ای صرفاً مقدار کم‌تر ضریب بزرگ‌نمایی مدل‌ها از مقدار مجاز تعیین شده به‌تنهایی کافی نیست و لازم است بعد از استفاده از این ضریب مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات تحت اثر زلزله طرح کم‌تر از 2٪ باشد؛ زیرا در کنترل تغییرمکان ساختمان‌ها، مقدار تغییرمکان هر طبقه به‌صورت منفرد مدنظر است و کنترل تغییرمکان جانبی ساختمان (تغییرمکان بام) از کارایی لازم در این خصوص برخوردار نیست. در نتیجه برای تعیین ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان علاوه بر کنترل مقدار ضریب بزرگ‌نمایی مدل‌ها با استفاده از رابطه (3)، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نیز باید کنترل شود.

همان‌طور که پیش‌ازاین گفته شد، در سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده به دلیل استفاده از دهانه‌های باربرجانبی با طول کم، بعد از تحلیل و طراحی اعضای قاب بر اساس نیروهای وارده، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره از مقدار مجاز تعیین‌شده توسط آیین‌نامه بیش‌تر است؛ بنابراین طراحی اعضای باربرجانبی در این قاب باید بر اساس حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات صورت گیرد، زیرا در طراحی این اعضا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات همواره بحرانی‌تر از مقدار نیروهای وارده خواهد بود. بر این اساس مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل‌های سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده با ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان 5/5 کاهش داده شده، سپس این مدل‌ها تحت اثر 14 رکورد زلزله که به‌صورت میانگین به زلزله طرح مقیاس شده، قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها تحت اثر رکوردها نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات (همانند آنچه در شکل (8) نمایش داده‌شده) همواره کم‌تر و نزدیک به 2٪ است. در نتیجه تخمین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در این سیستم با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان 5/5 به خوبی انجام شده است.



شکل 8- حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مدل 6 طبقه

6-5- ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه ( $R_{II}$ ) دربرگیرنده ظرفیت غیرارتجاعی سازه در برابر بارهای لرزه‌ای است. با استفاده از این ضریب مقدار شتاب وارده به سازه چندین برابر کاهش می‌شود و سازه تحت اثر آن برای رفتاری کاملاً خطی طراحی می‌گردد. این ضریب از رابطه (4) محاسبه می‌شود.

$$R_{II} = R_{\mu} * \Omega_0 \quad (4)$$



در این رابطه  $R_{\mu}$  ضریب کاهش شکل پذیری و  $\Omega_0$  ضریب اضافه مقاومت حقیقی است. بر این اساس مقدار ضریب رفتار مدل‌ها محاسبه و در جدول (۷) ارائه داده شده است.

جدول ۷- مقادیر ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه

طبقه	ضریب رفتار ( $R_{\mu}$ )		
	MRF	LCS	CBF
۱	۹/۰۳	۸/۵۶	۶/۹۴
۲	۷/۱۸	۸/۹۸	۷/۰۹
۳	۸/۵۵	۹/۷۶	۷/۱۹
۴	۸/۴۲	۸/۹۵	۶/۴۲
۵	۸/۹۱	۹/۷۸	۶/۷۵
۶	۸/۴۸	۸/۹۴	۷/۱۱
۷	۸/۳۱	۷/۵۹	۶/۴۱
۸	۸/۸۵	۷/۵۳	۵/۷۵
۹	۸/۴۷	۷/۷۸	۵/۷۵
میانگین	۸/۴۶	۸/۶۵	۶/۶۱

نتایج حاصل از محاسبه ضریب رفتار مدل‌ها نشان می‌دهد که ضریب رفتار ۸ برای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مناسب است. هرچند افت مقدار شکل‌پذیری این سیستم در مدل‌های بلندتر از ۲۰ متر باعث شده که مدل‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه با اختلافی اندک از مقدار ضریب رفتار لازم برخوردار نباشند؛ اما تحقیقات نشان می‌دهند که ضریب رفتار ۸ برای این سیستم مناسب است و در این خصوص باید محدودیت بیشتری در ارتفاع ساختمان برای سیستم در نظر گرفته شود.

## ۶- مقایسه وزن مصالح مصرفی در اسکلت سازه

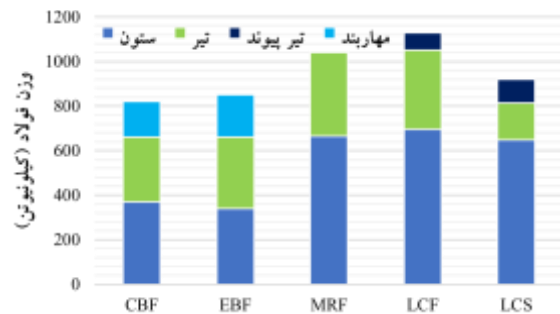
مقدار وزن فولاد مصرفی در سازه‌های طراحی شده از سیستم‌های سازه‌ای مختلف به سبب اقتصادی بسیار حائز اهمیت است. از این رو، وزن اسکلت مدل‌های ۶ طبقه از پنج سیستم سازه‌ای فولادی ویژه متفاوت برای مقایسه مستقیم در شکل (۹) نمایش داده شده است. این مقایسه بر مبنای مدل‌هایی متمایز از مدل‌های این تحقیق و صرفاً برای مقایسه وزنی، در شرایطی کاملاً یکسان انجام شده است. بر این اساس در شرایط هندسی و بارگذاری یکسان به ترتیب مدل‌های سیستم قاب با ستون پیوندشده، سیستم قاب خمشی، سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده، سیستم قاب مهاربندی شده و اگر و سیستم قاب مهاربندی شده همگرا وزن فولاد بیشتری در اسکلت سازه خود داشته‌اند. همچنین در این تصویر به منظور مقایسه بهتر مدل‌ها، وزن اعضای

سازه‌ای در هر یک از سیستم‌ها به تفکیک ستون‌ها، تیرها، تیرهای پیوند و مهاربندها آورده شده است. این مقایسه نشان می‌دهد که سیستم قاب با ستون پیوندشده معمولاً وزن اسکلت بیشتری نسبت به سایر سیستم‌ها خواهد داشت. در این سیستم وزن ستون‌ها نسبت به سایر سیستم‌ها بیشتر است زیرا تمام ستون‌ها مجاور اعضای باربرجانبی تحت نیروی خمشی بزرگی قرار می‌گیرند که این ستون‌ها در زمان رفتار پلاستیک تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی باید الاستیک باقی بمانند. علاوه بر این به کارگیری دو ستون نزدیک به هم برای ایجاد سیستم باربرجانبی ستون پیوند نیز این وزن را افزایش خواهد داد. همچنین در این سیستم وزن تیرها نیز نسبت به سایر سیستم‌ها سنگین‌تر خواهد بود زیرا مفصلی کردن یک سر تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی باعث می‌شود تا ظرفیت این اعضا به نصف کاهش یابد و برای ایجاد ظرفیت لازم نیاز به مقاطع بزرگ‌تری باشد؛ اما در مقابل تیرهای پیوند کوتاه ظرفیت بالایی ایجاد می‌کنند که این بحران را تا حدی کاهش می‌دهد. در نتیجه به کارگیری دو ستون نزدیک به هم و مفصلی کردن یک سر تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی، دلایلی هستند که وزن سیستم قاب با ستون پیوندشده را افزایش می‌دهند. علاوه بر این، تحقیقات جدید نشان داده‌اند که پیاده‌سازی اهداف عملکردی خاص این سیستم و الاستیک نگاه‌داشتن بخش ثانویه قاب خمشی تا شدت لرزه‌ای طرح نیز در افزایش وزن اسکلت این سیستم بسیار مؤثر است [۱۲].

بعد از سیستم قاب با ستون پیوندشده سیستم قاب خمشی بیش‌ترین وزن را داشته که به سبب نیاز به مقاطعی سنگین برای تیرها و ستون‌ها است. در این میان مدل ۶ طبقه سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده وزن کم‌تری نسبت به این دو سیستم دارد. در این سیستم وزن ستون‌ها کم‌تر است زیرا تعداد کمی از ستون‌ها عضوی از سیستم باربر جانبی هستند، باین حال به کارگیری دو ستون نزدیک به هم نیز اندکی وزن قاب را افزایش می‌دهد. وزن تیرهای پیوند در این سیستم بیشتر از سیستم قاب با ستون پیوندشده خواهد بود چون این اعضا تنها عضو شکل‌پذیر در این قاب هستند؛ اما وزن تیرها در این سیستم از سایر سیستم‌ها کم‌تر است زیرا به کارگیری دو ستون نزدیک به هم باعث شده طول تیرها کاهش یابد، همچنین تیرهای بلندتر در این سیستم تنها تحت بارهای ثقلی قرار دارند. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که به کارگیری سیستم ستون پیوندشده به صورت منفرد می‌تواند وزن سیستم را بهینه‌تر نماید. در این میان، مدل‌های سیستم قاب مهاربندی شده همگرا و واگرا نیز وزن نسبتاً کم‌تری داشته‌اند. شایان ذکر است، اگرچه وزن فولاد مصرفی در اسکلت سیستم قاب



با ستون پیوندشده ممکن است بیش تر از سایر سیستم‌ها باشد اما مزیت‌هایی که این سیستم ایجاد می‌کند می‌تواند اندک وزن بیش تر مصالح در اسکلت آن را توجیه نماید.



شکل ۹- نمودار مقایسه وزن اسکلت مدل‌های ۶ طبقه

### ۷- نتیجه‌گیری

بعد از ارزیابی و مقایسه ظرفیت غیرارتجاعی سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده مشخص شد این سیستم از ظرفیت غیرارتجاعی مناسبی برخوردار است و مقادیر اولیه پارامترهای لرزه‌ای آن برابر با ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ۵/۵ است. هرچند طراحی این سیستم سازه‌ای در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ متر با مشکلات خاصی روبه‌رو است؛ اما عملکرد لرزه‌ای آن در ساختمان‌های تا ارتفاع ۲۰ متر بسیار مناسب بوده و علاوه بر مزایای ویژه خود، این قابلیت را دارد که با استفاده از تحلیل‌های خطی و به‌صورت بهینه طراحی شود و از کارایی لازم برخوردار باشد. در نتیجه در یک ارزیابی اولیه مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب ساختمانی با ستون‌های پیوندشده به شرح فوق معرفی می‌شوند.

- [16] Jouneghani HG, Haghollahi A. (2020), "Assessing the seismic behavior of steel moment frames equipped by elliptical brace through incremental dynamic analysis (IDA)", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 19:435-49. <https://doi.org/10.1007/s11803-020-0572-z>
- [17] Jaber V, Asghari A. (2023), Corrigendum to "Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system", *Journal of Constructional Steel Research*, 108329. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108329>
- [18] Montuori R, Nastri E, Piluso V, Pisapia A. (2023), "Design procedure for failure mode control of linked column frames", *Engineering Structures*, 296:116937. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116937>
- [19] Jouneghani HG, Haghollahi A, Kalaleh MT, Beheshti-Aval SB. (2021), "Nonlinear seismic behavior of elliptic-braced moment resisting frame using equivalent braced frame", *Steel and Composite Structures*, 40(1):45-64. <https://doi.org/10.12989/scs.2021.40.1.045>
- [20] Mohebkah A, Tazarv J. (2021), "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 179:106506. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106506>
- [21] Asghari A, Jaber V. (2020), "Evaluation of linked column with simple frame idea as a new structural steel frame system", *Journal of Structure & Steel*, Vol. 14, 27. 41-50. <http://dorl.net/dor/20.1001.1.1735515.1399.1399.27.6.1>
- [22] Asghari A, Jaber V. (2018), "The evaluation of linked column with simple frame system idea as a new structural steel frame", 9<sup>th</sup> International Conference on Steel & Structure, December 11. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.23582.72007>
- [23] Jaber V, Asghari A. (2022), "Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system", *Journal of Constructional Steel Research*, 196:107428. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107428>
- [24] Jaber V, Asghari A. (2020), "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system", *Modares Civil Engineering journal*, 23,19,6.41-58. <https://mcej.modares.ac.ir/article-16-31002-en.html>
- [25] Shoeibi S, Kafi MA, Gholhaki M. (2018), "Performance-based seismic design and parametric assessment of linked column frame system", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 5;62(3):555-69. <https://doi.org/10.3311/PPci.10920>
- [26] Asghari A, Jaber V, Jaber M. (2019), "Comparison of seismic response of special moment resisting frame system with special concentrically braced frame system", 10<sup>th</sup> National Conference On Steel & Structure, December 11. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.11838.66887>
- [27] Kappos AJ. (1999), "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies", *Engineering Structures*, 21(9):823-35. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00050-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00050-9)
- [28] Miranda E, Bertero VV. (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. Earthquake spectra", 1;10(2):357-79. <https://doi.org/10.1193/1.1585778>
- [29] Miranda E. (1993), "Site-dependent strength-reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, 119(12):3503-19. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:12\(3503\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3503))
- [1] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. (2013), "Seismic response evaluation of the linked column frame system", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(6):795-814. <https://doi.org/10.1002/eqe.2245>
- [2] Manzanarez R, Nader M, Abbas S, Baker G. (2000), "Design of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge", In *Advanced Technology in Structural Engineering*, pp. 1-12. [https://doi.org/10.1061/40492\(2000\)67](https://doi.org/10.1061/40492(2000)67)
- [3] Dusicka P, Iwai R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", *Structural engineering research frontiers* pp. 1-13. [https://doi.org/10.1061/40944\(249\)63](https://doi.org/10.1061/40944(249)63)
- [4] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P, Lopes A. (2016), "Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design", *Journal of Earthquake Engineering*, 20(4):535-58. <https://doi.org/10.1080/13632469.2015.1104750>
- [5] Dusicka P, Lewis G. (2010), "Investigation of replaceable sacrificial steel links". In *Proceedings of the 9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1659.
- [6] Stephens MT, Dusicka P, Lewis G. (2018), "End web stiffeners for connecting ductile replaceable links", *Journal of Constructional Steel Research*, 150:405-14. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.037>
- [7] Stephens M, Dusicka P. (2014), "Continuously stiffened composite web shear links: tests and numerical model validation", *Journal of Structural Engineering*, 140(7):04014040. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000996](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000996)
- [8] Shoeibi S, Kafi MA, Gholhaki M. (2017), "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system", *Engineering Structures*, 132:745-60. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.002>
- [9] Shoeibi S, Gholhaki M, Kafi MA. (2019), "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121:87-101. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003>
- [10] Tazarv J, Mohebkah A. (2021), "Direct displacement-based design of the linked column steel frame System, Part 1: Modeling and yield drift evaluation", *Structures*, 31, pp. 341-356. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.076>
- [11] Tazarv J, Mohebkah A. (2021), "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification", *Structures*, 31, pp. 29-48. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075>
- [12] Jaber V. (2023), "Collapse-based design method for simple seismic design of complex structural systems such as linked column frame system", *Structures*, 55, pp. 482-497. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.059>
- [13] Jaber V, Asghari A. (2020), "Seismic rehabilitation of existing buildings by linked column system", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 36(3.1):55-65. <https://dx.doi.org/10.24200/j30.2019.52748.2504>
- [14] Gholhaki M, Eshrafi B, Azandariani MG, Rezaifar O. (2021), "Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects", *Structures*, 33, pp. 2264-2272. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.005>
- [15] Maroofi E, Mansoori MR, Moghadam AS, Aziminejad A. (2023), "Introducing a new seismic resisting system with dual linked column frame and rocking motion", *Structures*,



- [30] Jouneghani HG, Haghollahi A. (2020), "Experimental and analytical study in determining the seismic performance of the ELBRF-E and ELBRF-B braced frames", *Steel and Composite Structures*, 1;37(5):571-87. <https://doi.org/10.12989/scs.2020.37.5.571>
- [31] Mirzaeefard H, Mirtaheri M, Samani HR. (2017), "Response modification factor of steel structures equipped with cylindrical frictional dampers", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 23;49(3):453-62. <https://doi.org/10.22060/ceej.2016.689>



## 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<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ 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
<b>عنوان مقاله</b>	<b>Bold تیترا</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



