



http://journaliss.ir

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

حمید بیرقی^۱

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

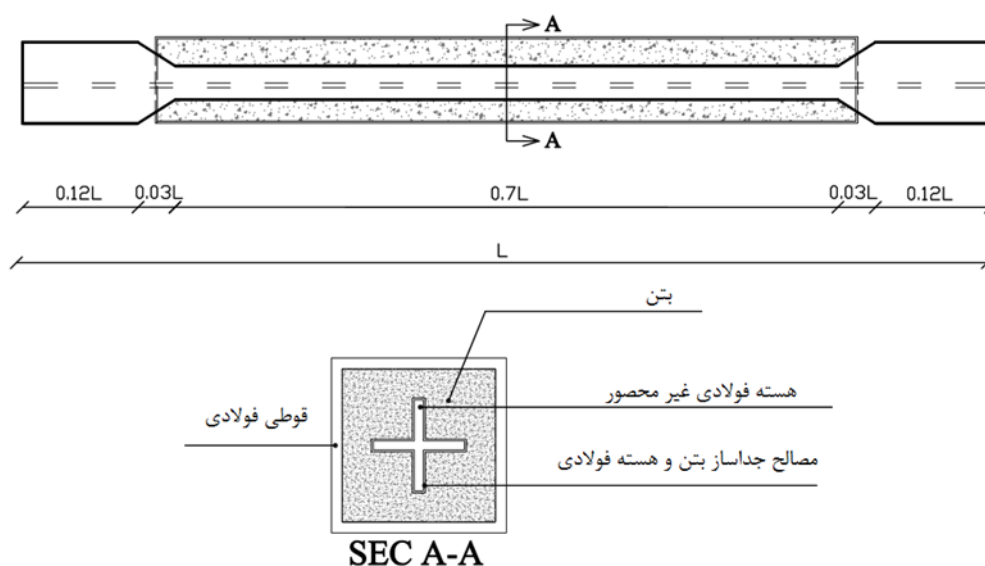
Reinforced Concrete Core, buckling restrained braces (BRB), Outrigger, nonlinear time history analysis (NLTHA)



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- اجرای 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^۱ [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^۲ 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

² RIDR

¹ Kiggins and Uang

آلیاژ حافظه‌دار شکلی^۱ 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^۲ 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^۳ 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^۳ 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^۴ 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^۴ 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^۳ نسبتاً کمتری در مقایسه با فولاد دارد. یوسف^۴ 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^۴ 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 حرکت‌های 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].

³ McCormick
⁴ Youssef

¹ SMA
² 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 گرفته‌شده 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

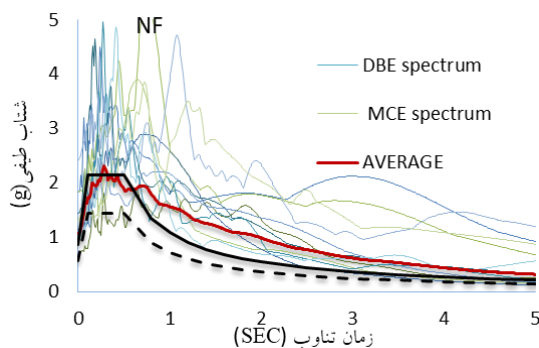
تیرها ۳۷۰ مگاپاسکال و این مقدار برای مهاربند ۲۳۰ مگاپاسکال است. ضوابط ASCE 7-10 [۳۷] برای سیستم‌های دوگانه قاب خمشی با قاب مهاربند کمانش‌تاب اعمال شد. قاب خمشی در یک سیستم دوگانه باید قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ از نیروهای لرزه‌ای باشد و ضریب رفتار برابر عدد ۸، ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۵ و ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی برابر عدد ۵ است. نرم‌افزار ایتبس^۱ 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/m²) 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 طراحی‌شده، مقامت مهاربندها در کشش و فشار به صورت ϕ 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

^۱ ETABS



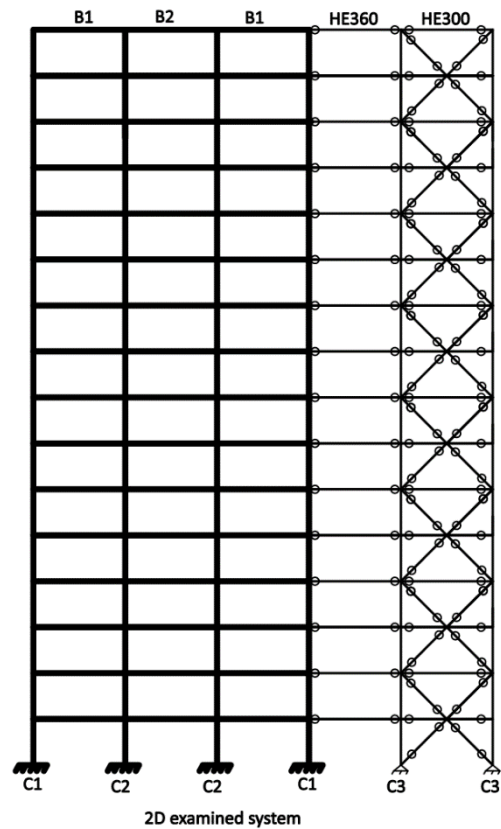
[۴۰]. رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب از جمله سخت‌شدگی کرنش با استفاده از مقاومت فشاری و عوامل تنظیم سختی کرنش به دست می‌آید. بنابراین، حداکثر نیروی فشاری مورد انتظار در مهاربند کمانش تاب به صورت $R_y \omega \beta A_c F_y$ به دست می‌آید، که در آن $R_y = 1.1$ اضافه مقاومت فولاد را به حساب می‌آورد، $\omega = 1.25$ 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 اضافه مقاومت 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

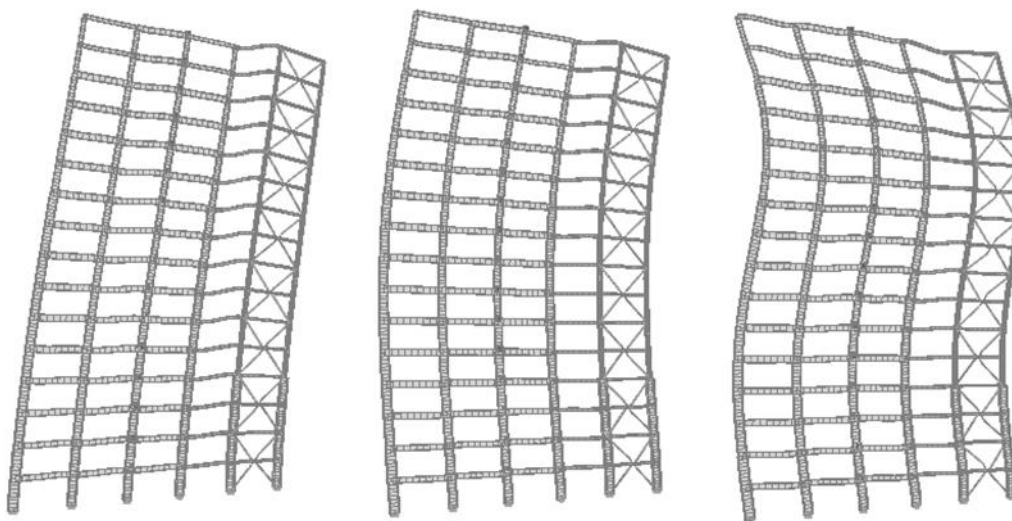
فولادی سازه‌ای [۳۹]، ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب و همچنین سیستم‌های دوگانه باید در درجه اول برای برهم‌کنش بار محوری و لنگر خمشی تحت ترکیب بار بررسی شوند. ثانیاً، ستون‌های متصل به مهاربندهای کمانش تاب باید از نظر حداکثر بار محوری اعمال شده از مؤلفه عمودی همه مهاربندهای کمانش تاب همراه با 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

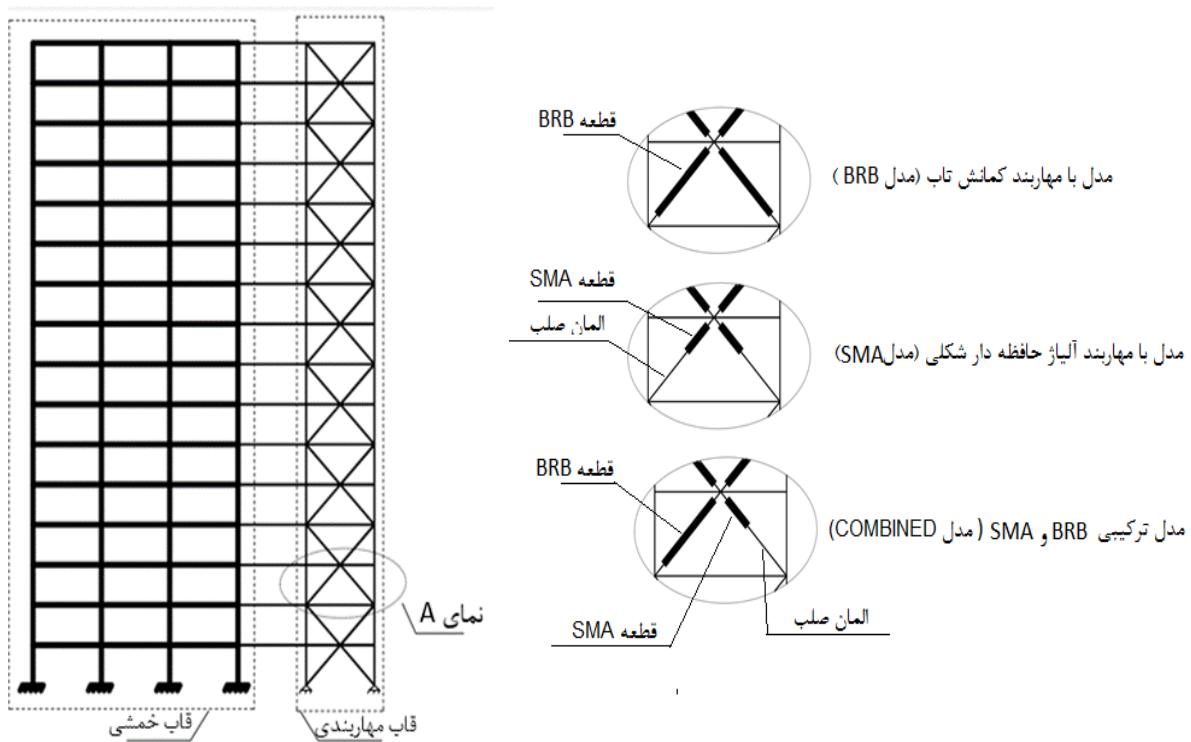
جدول ۳- اختصارات مربوط به آلیاژ

مدول الاستیسیته اولیه	E^{SMA}
شروع مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت	σ_s^{AM}
پایان مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت	σ_f^{AM}
شروع مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت	σ_s^{MA}
پایان مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت	σ_f^{MA}
حداکثر کرنش بازگشت	ϵ_L
حد کرنش طرح	ϵ_f^{AM}

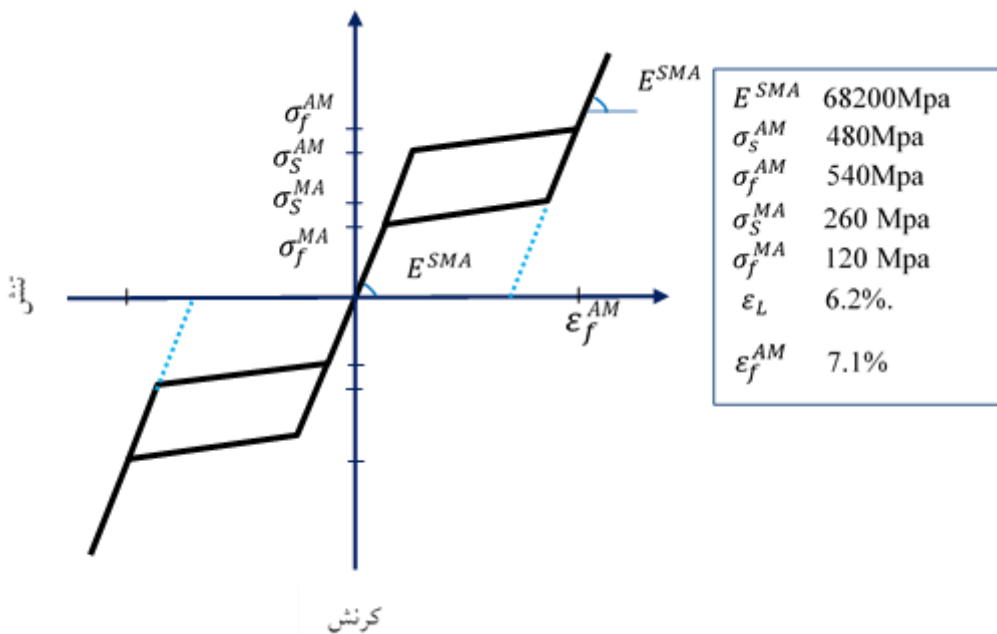
مهاربندهای با قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی کوتاه همراه با عنصر صلب همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، ایده خوبی برای مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی است. مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در نظر گرفته شده که کمانش تاب هستند به‌طور کلی شبیه به مهاربندهای کمانش تاب هستند. فرض بر این است که میله‌های آلیاژ 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 (σ_s^{AM}) و در پایان (σ_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 σ_s^{MA} و σ_f^{MA} نمایش داده شد و E^{SMA} مدول الاستیسیته مصالح و ϵ_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.



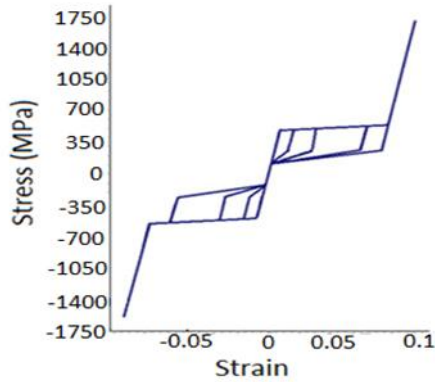
شکل ۵- سه رویکرد مورد تحقیق



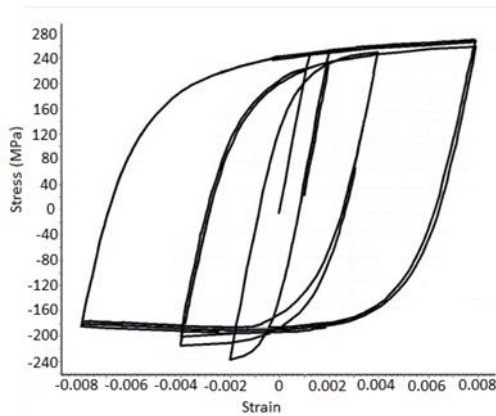
شکل ۶- منحنی تنش کرنش آلیاژ حافظه‌دار شکلی [۴۳]

سختی برابر، کوتاه‌تر خواهد بود. طول قطعه (L_{SMA}) آلیاژ حافظه‌دار شکلی به گونه‌ای تعیین شد که سختی محوری اولیه قطعه آلیاژ حافظه‌دار 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 گونه‌ای محاسبه شد که مقاومت محوری مقطع آلیاژ حافظه‌دار 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 حافظه‌دار شکلی به طور قابل توجهی کم‌تر 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 γ 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^۱ [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 انجام شده توسط مریت^۲ و همکاران [۴۴]، برای صحت‌سنجی المان مهاربندهای کمانش‌تاب استفاده شد. برای صحت‌سنجی نرم‌افزار، مدل فولاد تک‌محوری داد و رستریو پوسادا^۳ [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-تغییر شکل 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.

³ Dodd and Restrepo-posada

¹ Auricchio and Sacco

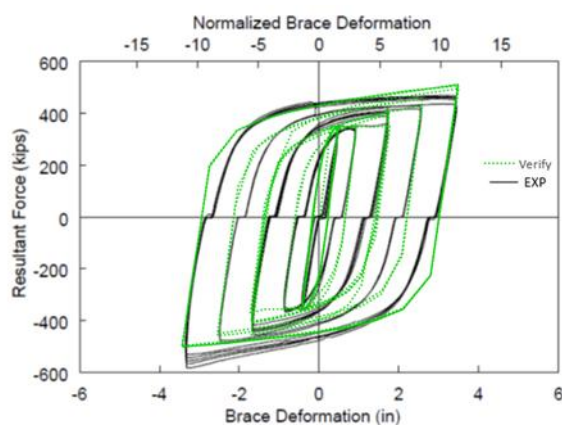
² Merritt

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	۶۷	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

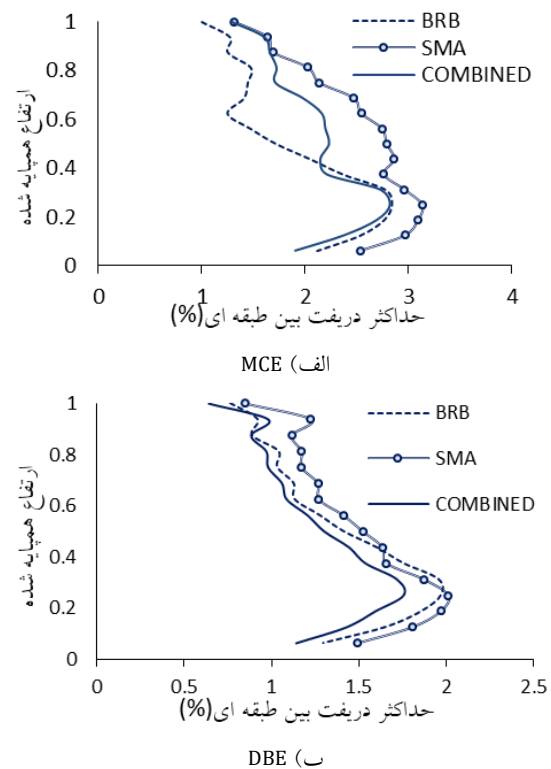
۴- نتایج تحلیل



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 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.



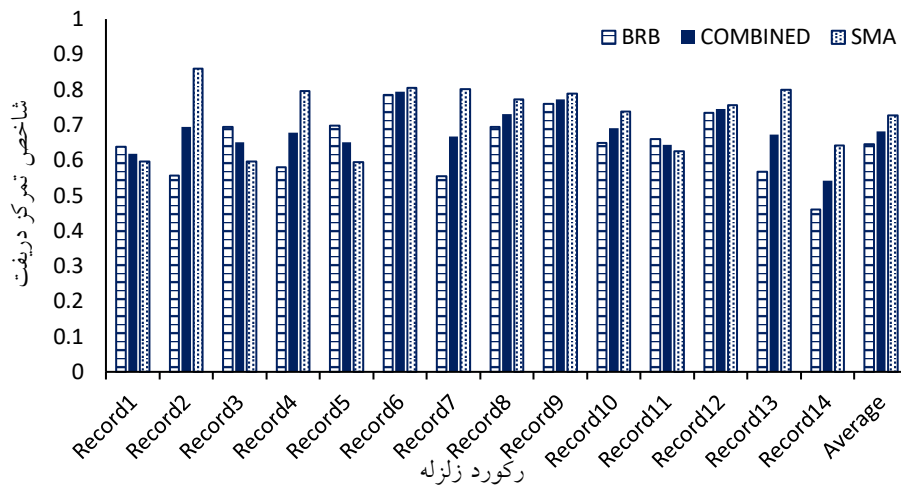
شکل ۱۱- نمودار پوش حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای

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 دررفت کمی نمود که با رابطه (۳) تعریف می‌شود:

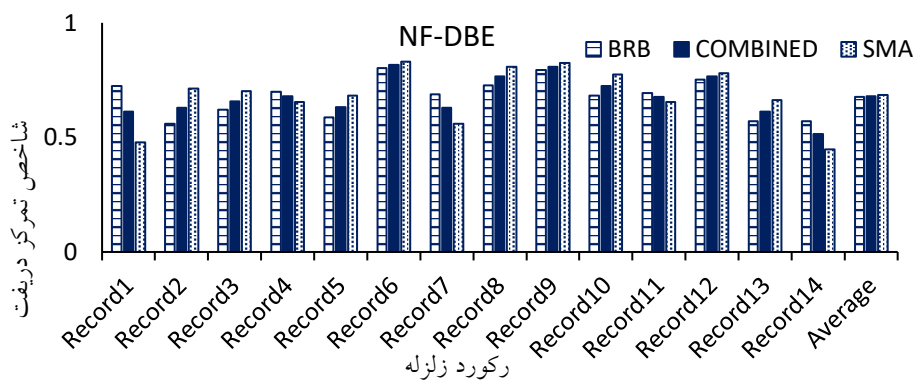
$$(3) \quad DR = \frac{DR}{Max(IDR)} = \text{شاخص دررفت تمرکز}$$

DR نشان‌دهنده تقاضای دررفت بام است که با حداکثر جابه‌جایی جانبی بام تقسیم بر ارتفاع ساختمان محاسبه شد و IDR حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای است. ضریب تمرکز دررفت 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 دررفت برای سیستم‌های بررسی شده در مقایسه با نتایج دیگران رضایت‌بخش است [۴۷].

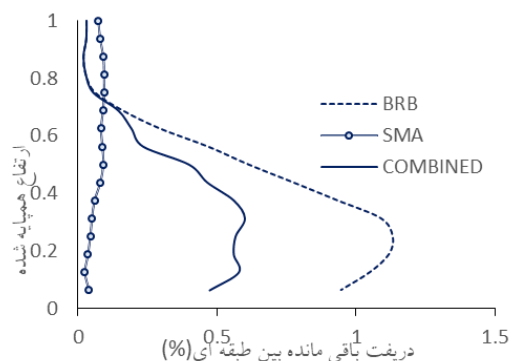
جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در هر سطح زلزله اهمیت دارد و آن‌ها اطلاعات مفیدی را در مورد توزیع آسیب و قابلیت تعمیر سازه پس از زلزله ارائه می‌دهند. شکل (۱۴) نمودار حداکثر پوش جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده را برای زلزله‌های بررسی شده در سطوح زلزله حداکثر محتمل و زلزله طرح نشان می‌دهد. 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



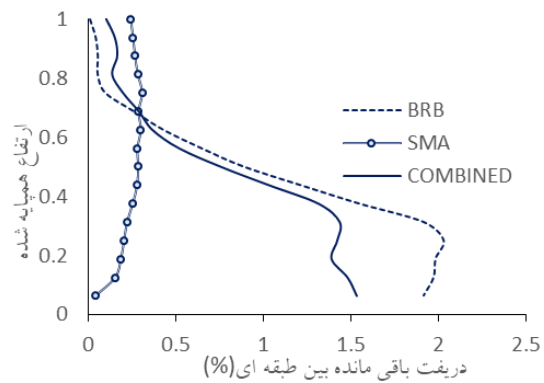
شکل ۱۲- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله حداکثر محتمل



شکل ۱۳- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله طرح



ب) DBE



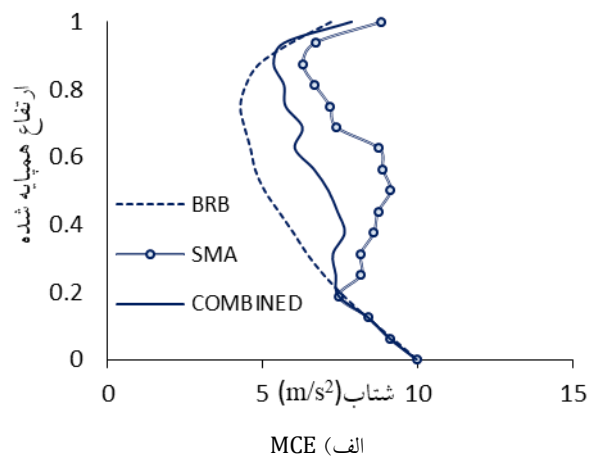
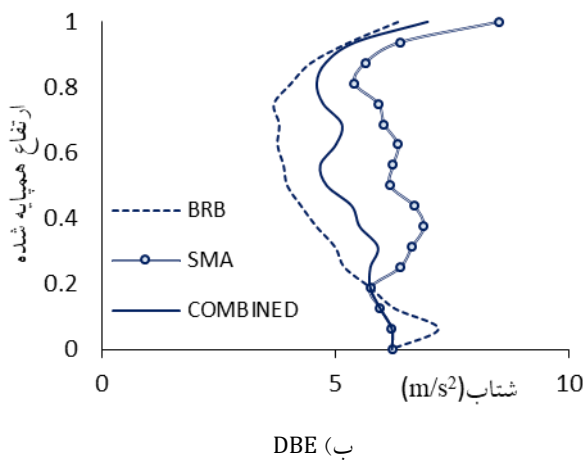
الف) MCE

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 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. شکل (۱۶) میانگین هندسی پوش شتاب اوج طبقه را در امتداد ارتفاع سازه‌ها تحت زلزله‌های سطح زلزله طرح نیز نشان می‌دهد. 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.



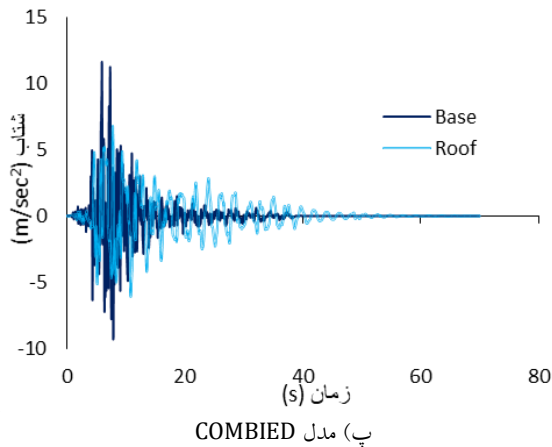
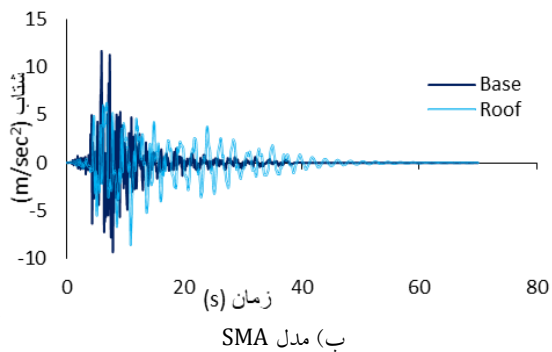
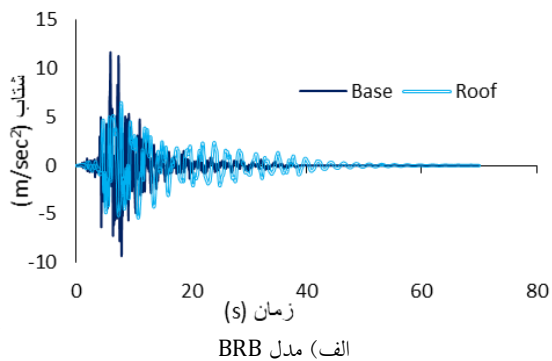
شکل ۱۶- پوش شتاب طبقات

عملکرد نزدیک فروریزش عدد ۲۵، به‌عنوان هدف برای سطح زلزله حداکثر محتمل است. برای ارزیابی سطوح عملکرد میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی، تقاضای کرنش یک پارامتر شناخته شده است. سطوح حالت حدی برای بخش آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سطح بهره‌برداری بی‌وقفه معادل کرنش تسلیم $\epsilon_L = 0.7\%$ بیان شده در سطح ایمنی جانی، حداکثر کرنش قابل‌بازیافت $\epsilon_L = 6.2\%$ و در سطح آستانه فروریزش، حداکثر کرنش در شروع سخت‌شدگی کرنش دوم $\epsilon_{AM}^2 = 7.1\%$ است [۴۹]. میانگین هندسی تقاضای شکل‌پذیری کرنش در هسته مهاربند گمانش تاب در BRB تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل تقریباً ۱۵ است که کم‌تر از حد ۲۵ است. اما در مدل SMA، تقاضای کرنش متوسط در آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل، ۸/۶ درصد است که نشان می‌دهد، در

برابر آتش، و سیستم‌های برق اضطراری و ...) و همچنین با توجه به آنچه که توسط زلزله‌های اخیر نشان داده شده است، می‌توان انتظار داشت که محتویات ساختمان با دامنه بالای شتاب‌های طبقه آسیب ببیند [۴۸]، در این مطالعه، محدودیت‌های شتاب‌های 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 زمین‌لرزه‌های سطح زلزله حداکثر محتمل که میانگین هندسی پیک شتاب زمین برای زلزله‌ها تقریباً برابر با ۱۰ متر بر ثانیه است. به‌طورکلی پاسخ شتاب طبقات در سازه‌های دوگانه با مهاربندهای SMA که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، در ارتفاع متوسط تورم را نشان می‌دهد، درحالی‌که در دو رویکرد دیگر

شکل (۱۷) میانگین هندسی حداکثر تقاضای تنش را در هسته BRB و SMA در امتداد ارتفاع در سطح زلزله حداکثر محتمل برای مدل‌های BRB، COMBINED و SMA نشان می‌دهد. مشاهده تقاضای کرنش در قطعه آلیاژ در مدل SMA، ۳ برابر تقاضای کرنش در هسته فولادی مهاربند گمانش تاب مدل BRB است. این به دلیل طول کم‌تر آلیاژ در مهاربند مدل SMA نسبت به طول هسته فولادی در مدل BRB و همچنین سختی پساتسلیم کم‌تر مواد آلیاژ در مقایسه با مصالح فولادی مورد استفاده در مهاربند گمانش تاب است. علاوه بر این، برخی از محققان محدودیت‌های عملکردی را برای عناصر مهاربند گمانش تاب پیشنهاد کرده‌اند [۱۰]؛ آن‌ها به این نتیجه رسیدند که حد شکل‌پذیری برابر با ۱۵، یک مقدار مناسب برای سطح عملکرد ایمنی جانی به‌عنوان عملکرد هدف برای سطح زلزله طرح و کمیت حد شکل‌پذیری متناظر برای سطح

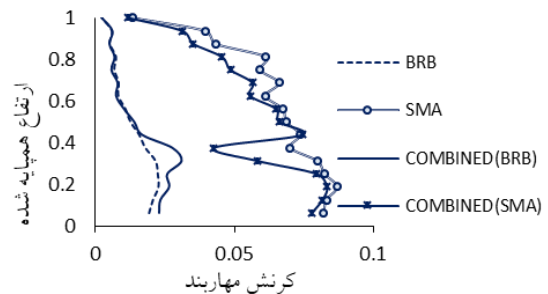
کمتر دامنه ارتعاش به این مرحله نرسیده است. همچنین به دلیل دامنه ارتعاشی کمتر در طبقه پانزدهم، نمودار هیستریزس تا حدی متقارن و حول مرکز نمودار شکل گرفته است.



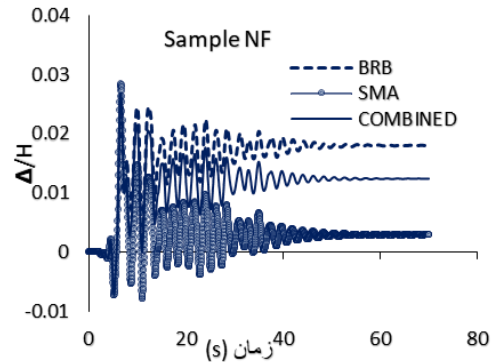
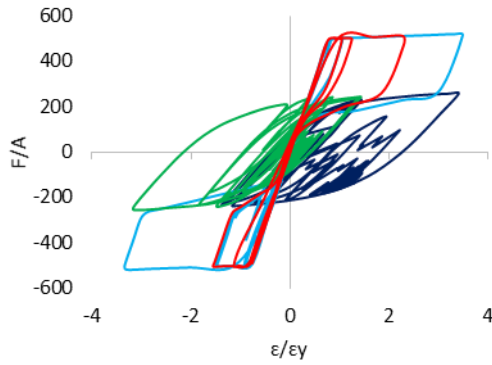
شکل ۱۸- تاریخچه زمانی شتاب بام و زمین تحت زلزله نمونه

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 دررفت بام زلزله نمونه

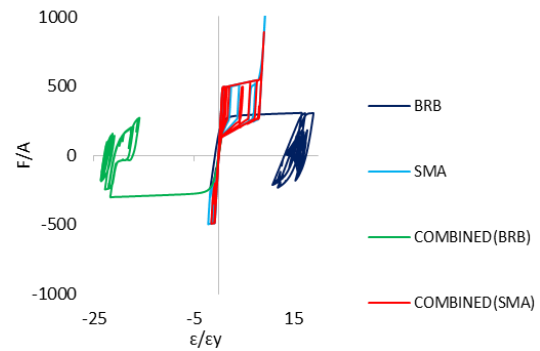
لازم به توضیح است که نتایج به دست آمده در چارچوب فرض‌های این تحقیق اعتبار داشته و تعمیم آن به حالت‌های کلی‌تر نیازمند مطالعه عمیق‌تر و وسیع‌تر است.

ب) طبقه پانزده

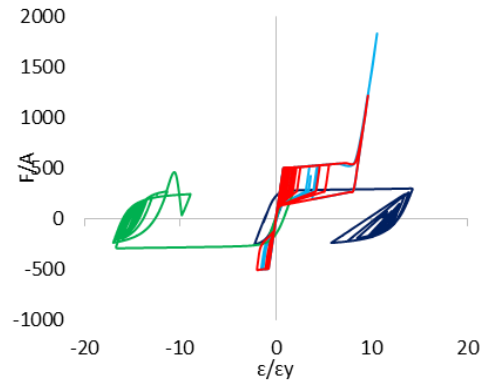
شکل ۲۰- نمودار هیستریزس تنش- کرنش در هسته کمانش تاب فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سه رویکرد سازه‌ای در طبقه‌های اول، هفتم و پانزدهم

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربند کمانش تاب در آرایش‌های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین لرزه بررسی شد. قاب مهاربندی شده در این پیکربندی شامل مهاربند‌های کمانش تاب فولادی، مهاربند‌های 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. تحلیل‌ها تحت مجموعه رکوردهای زلزله در حوزه نزدیک در سطح زلزله حداکثر محتمل و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم‌ها بررسی و با یکدیگر مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های 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 جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های باقی مانده مجاز ۱ درصد است. به علاوه در سطح حداکثر زلزله، میانگین هندسی تقاضای دررفت بام به ترتیب برای مدل‌های 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.