

بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم و مجهز به میل‌مهار ساخته شده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی

مهدی قاسمیه^{۱*}، امیررضا قوامی^۲

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

۲- دانش آموخته ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

چکیده

جابجایی ماندگار بعد از زلزله عملکرد سازه را مختل می‌کند و باعث ایجاد تنش‌های موضعی در سازه می‌گردد. توسعه و کاربرد سیستم‌های مقاوم مرکزگرا که قابلیت کاهش جابجایی ماندگار بعد از زلزله‌های شدید را دارد، دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. سیستم‌های مقاوم مرکزگرا شامل یک بخش مرکزگرا و یک بخش مستهلک‌کننده انرژی می‌باشد. قاب مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم (V-EBF) یکی از سیستم‌های لرزه‌ای براساس تسلیم تیر پیوند قائم می‌باشد. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA) همراه با تیر پیوند قائم می‌باشد. اگر تیر پیوند طول کوتاه داشته باشد و ملزومات لرزه‌ای در مورد آن رعایت شود، تیر پیوند قادر به تحمل دوران‌های قابل توجه و بدون افت مقاومت خواهد بود. تیر پیوند دارای منحنی هیستریز چاق و قابلیت بالایی از استهلاک انرژی می‌باشد. در این تحقیق رفتار غیرخطی تیرهای پیوند در قاب مهاربند واگرا به کمک مدل‌های تجربی آماده شده به وسیله سایر محققین مدل و بررسی شد و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. بعد از صحت‌سنجی، سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم V-EBF و مجهز به مهارهای ساخته شده از SMA طراحی شد و عملکرد آن با و بدون استفاده از مهارهای SMA مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی عملکرد مهارهای ساخته شده از SMA تحلیل بارافزون، تاریخچه‌زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) انجام گرفت. نتایج تحلیل‌های لرزه‌ای نشان داد که کاربرد مهارهای SMA عملکرد سازه را بهبود بخشیده و ظرفیت مرکزگرایی بالایی ایجاد می‌کند؛ به گونه‌ای که به شکل قابل توجهی جابجایی ماندگار سازه را کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی

قاب مهاربند واگرا، تیر پیوند، آلیاژ حافظه‌دار شکلی، جابجایی ماندگار

Seismic assessment of eccentrically braced frame with shape memory alloy rods

M. Ghassemieh, A. Ghavami

Abstract

Residual displacement after an earthquake disrupts the performance of the structure and leads to local stress. There has been special important in development and the using of self-centering lateral resisting systems that reduces residual drift after a large earthquake. Self-centering lateral resisting systems often include a restoring force component that dissipates seismic energy. Eccentrically braced frame with vertical link (V-EBF) is one of seismic system based on shear yielding of link beams. If link beam has short length and supplies seismic requirements, link will be able to tolerate significant rotation without strength degradation. Shear link beam has a fat hysteresis curve and height potential of energy dissipation; for this reason the use of short link beam in eccentrically braced frame was modeled by using experimental models which were provided by other researchers and compared with laboratory results. After validation, 8 and 12 story V-EBF and equipped with SMA rods were designed and their performance were compared with similar structures without SMA rods. In order to compare the structures, pushover, time history and Incremental Dynamic Analysis (IDA) were performed. The results of seismic analysis indicate that the using of SMA rods improves seismic performance and provides excellent reversibility capacity so reduces residual displacement of structure considerably.

Keywords

Eccentrically braced frame, Link beam, Shape memory alloy, Residual displacement

یکی از چالش‌های مهم در مورد ساختمان‌ها عملکرد آن‌ها در برابر زلزله می‌باشد. سازه‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که رفتار غیرخطی سازه در طول زلزله در بخش‌های از پیش تعیین شده در سازه مشاهده شود و بعد از اتمام زلزله با تعویض این اعضا بتوان سازه را دوباره به وضعیت اولیه بازگرداند؛ بنابراین در طراحی لرزه‌ای تلاش‌های موجود در بخش‌های محدودی از سازه وارد محدوده غیرخطی می‌شود و بقیه تلاش‌ها برای تلاش‌های غیرخطی در محدوده الاستیک باقی می‌مانند. تلاش‌هایی از بخش‌های مشخصی از سازه که وارد محدوده غیرخطی می‌شوند باید دارای شکل‌پذیری قابل قبولی باشند.

در سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله سختی و شکل‌پذیری جزو شاخص‌های مهم یک سازه می‌باشند؛ به همین دلیل از گذشته تا امروز داشتن سیستمی با سختی و شکل‌پذیری بالا مورد توجه بوده است. سیستم‌های قاب خمشی (MRF) یکی از سیستم‌های مرسوم می‌باشد که دارای شکل‌پذیری بالا و سختی کم می‌باشد. سیستم‌های قاب مهاربند همگرا (CBF) یکی دیگر از سیستم‌های سازه‌ای مرسوم است که دارای سختی زیادی می‌باشد؛ ولی از شکل‌پذیری بالایی برخوردار نیست. سیستم قاب مهاربند واگرا (EBF) با تیرهای پیوند کوتاه جزو با شکل‌پذیری بسیار بالا و سختی قابل توجه می‌باشند. رفتار غیرخطی در EBFها به برش و لنگر در تیر پیوند منحصر می‌شود و اگر تیرهای پیوند دارای طول کوتاه باشند، رفتار غیرخطی تیر پیوند صرفاً به برش منحصر می‌گردد. اگر تیر پیوند دارای طول کوتاه باشد و ضوابط لرزه‌ای در مورد آن به خوبی رعایت شود، تیر پیوند دارای منحنی هیستریزس چاق و پایدار می‌باشد و شکل‌پذیری بسیار زیادی از خود نشان می‌دهد.

در اوایل دهه ۱۹۷۰ میلادی برای اولین بار EBFها در ژاپن با هدف استفاده از هر دو ویژگی MRF (قابلیت شکل‌پذیری زیاد) و CBF (داشتن سختی زیاد) مورد استفاده قرار گرفت.

Hjelmstad و Popov [۱] عملکرد تیرهای پیوند با طول و ابعاد مختلف را تحت پروتکل بارگذاری مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق نشان داده شد که استفاده از سخت کننده قابلیت استهلاک انرژی را افزایش داده و مانع از کمانش جان تیر پیوند می‌شود.

Kasai و Popov [۲] عملکرد تیر پیوند بال پهن در شرایط وجود و عدم وجود نیروی محوری را مورد بررسی قرار دادند و در بررسی‌های خود اثر اندرکنش نیروی محوری با لنگر خمشی و برش و تاثیر آن در عملکرد تیر پیوند را در نظر گرفتند و

مشاهده کردند، افزایش نیروی محوری مقاومت خمشی و برشی تیر را کاهش می‌دهد؛ هم‌چنین مشاهده شد که نیروی محوری زیاد احتمال کمانش موضعی تیر پیوند را افزایش می‌دهد که با افزایش فشردگی مقطع می‌توان جلوی آن را گرفت.

Ricles و Popov [۳] مدلی برای مدل‌سازی تیر پیوند ارائه کردند. مدل ارائه شده توسط آن‌ها مدلی بر مبنای مفصل پلاستیک متمرکز بود که رفتار غیرخطی تیر پیوند در برش و خمش به این مفاصل منحصر می‌شود؛ این مفاصل با استفاده از المانی الاستیک که طول و سطح مقطع آن برابر طول و سطح مقطع تیر پیوند می‌باشد، به هم متصل می‌شوند. در این مدل رفتار نیرو جابجایی مفاصل برشی و لنگر دوران مفاصل خمشی به صورت نمودار چهارخطی پیشنهاد شد.

Richards و Uang [۴] با ایجاد تغییراتی در مدل Ricles و Popov [۳] مدلی عددی خود را برای مدل‌سازی تیر پیوند کوتاه ارائه کردند؛ تفاوت اصلی این مدل با مدل Ricles و Popov [۳] در این است که به دلیل استفاده از این مدل در تیرهای پیوند کوتاه فقط از مفصل پلاستیک برشی در دو انتها استفاده شد؛ علاوه بر این تغییراتی نیز در مدل چهارخطی مفصل برشی نسبت به مدل Ricles و Popov [۳] ایجاد شد که دقت نتایج را بالاتر برد.

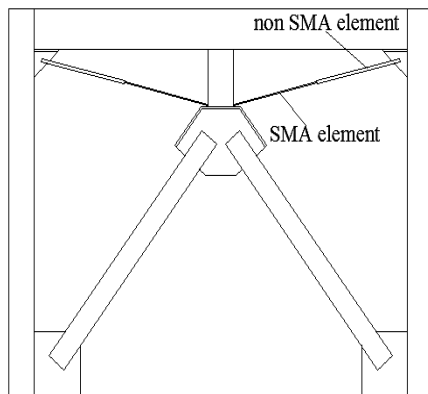
در میان EBFها، قاب‌های مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم (V-EBF) این مزیت را دارند که تعویض تیر پیوند بعد از زلزله هزینه کم‌تری دارد و با تخریب بخش کوچکی از دیوار می‌توان سازه را به وضعیت اولیه بازگرداند.

D'Aniello و همکارانش [۵] و Mazzolani و همکارانش [۶] برای نخستین بار مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم را مورد مطالعه عددی و آزمایشگاهی قرار دادند. در تحقیق انجام شده توسط آن‌ها تاثیر اتصال انتهای تیر پیوند قائم به تیر بتن‌آرمه مورد بررسی قرار گرفت. بررسی‌های انجام شده نشان داد که با افزایش صلبیت اتصال تیر پیوند قائم به تیر اصلی شکل‌پذیری افزایش می‌یابد و نوع گسیختگی از گسیختگی برشی در تیرها که از نوع ترد می‌باشد، به گسیختگی برشی در تیر پیوند که دارای رفتار شکل‌پذیر می‌باشد، تبدیل می‌شود.

Bouwkamp و همکارانش [۷] عملکرد V-EBF را مورد بررسی عددی و آزمایشگاهی قرار دادند و در مدل عددی از مدل ابداعی خود برای مدل‌سازی تیر پیوند استفاده کردند. مدل ابداعی آن‌ها مشابه مدل Ricles و Popov [۳] می‌باشد که در دو انتهای تیر پیوند مفاصل متمرکز قرار داده می‌شود که این مفاصل با استفاده از المان الاستیک به یک دیگر متصل می‌شوند. طول و



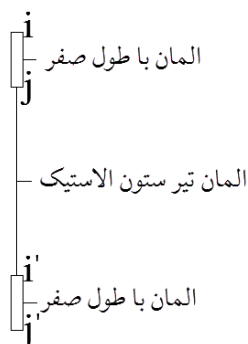
دلیل سازه‌هایی با سیستم V-EBF مجهز به میل‌مهارهای SMA (شکل ۲) طراحی شد و عملکرد آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفت. با توجه به شکل (۲) بخشی از مهارهای مورد استفاده از SMA تشکیل شده است. این سازه باید به گونه‌ای طراحی گردد که رفتار غیرخطی سازه در تیر پیوند و میل‌مهار SMA ایجاد شود و SMA بتواند بعد از اتمام زلزله دوران ماندگار در تیر پیوند و کل سازه را کاهش دهد.



شکل ۲- سیستم V-EBF مجهز به میل‌مهار SMA

۲- مدل‌سازی تیر پیوند قائم

مدل مورد استفاده برای مدل‌سازی تیر پیوند قائم مشابه مدل Bouwkamp و همکارانش [۷] می‌باشد. مدل مورد استفاده که در نرم‌افزار OpenSees مورد استفاده قرار گرفت مشابه شکل (۳) می‌باشد. در این مدل تیر پیوند از دو المان با طول صفر^۹ تشکیل می‌شود که با استفاده از یک المان تیرستون الاستیک^{۱۰} به هم‌دیگر متصل می‌شوند. مشخصات المان الاستیک مشابه مشخصات الاستیک تیر پیوند می‌باشد.



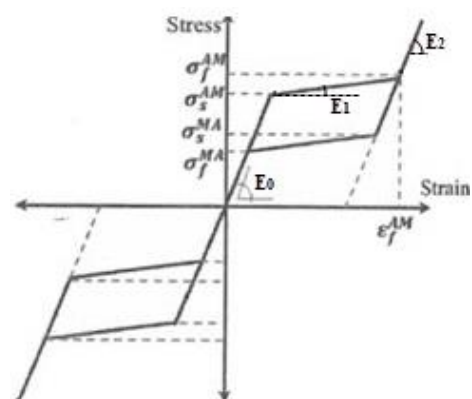
شکل ۳- نحوه مدل‌سازی عددی تیر پیوند قائم

به جهت مدل‌سازی دویعدی المان‌های با طول صفر، این

سطح مقطع المان الاستیک معادل طول و سطح مقطع المان تیر پیوند می‌باشد و مدل رفتار برشی و خمشی مفصل متمرکز مدلی چهارخطی می‌باشد. مدل‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط Bouwkamp و همکارانش [۷] تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد که مدل عددی ارائه شده مطابقت خوبی با مدل‌های آزمایشگاهی دارد.

جابجایی ماندگار می‌تواند عملکرد سازه را مختل کند؛ در حالی که در سازه‌هایی با اهمیت زیاد حفظ قابلیت بهره‌برداری از سازه بلافاصله بعد از زلزله دوچندان است؛ به همین دلیل استفاده از سیستم‌های لرزه‌ای با قابلیت مرکزگرایی می‌تواند کمک زیادی به کاهش جابجایی ماندگار در سازه کند. یکی از مصالح رایج با خاصیت مرکزگرایی آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA) می‌باشد. مجهز کردن اعضا تغییرشکل کنترل به SMA می‌تواند جابجایی ماندگار سازه را تا حد زیادی کاهش دهد.

SMAهای ابرکشسان مصالحی با خاصیت مرکزگرایی می‌باشند که با وجود داشتن مقدار قابل توجهی رفتار غیرخطی می‌توانند دوباره به تغییرشکل اولیه بازگردند. به این خاصیت ابرکشسانی گفته می‌شود (شکل ۱)، که در آن σ_s^{AM} تنش است که در آن آستانیت^۷ موجود در SMA شروع به تبدیل شدن به مارتنسایت^۸ می‌کند؛ σ_f^{AM} تنش است که در آن مرحله تبدیل آستانیت به مارتنسایت به پایان رسیده است؛ σ_s^{MA} تنش است که مارتنسایت موجود در SMA شروع به تبدیل شدن به آستانیت می‌کند؛ σ_s^{MA} تنش است که در آن مرحله تبدیل مارتنسایت به آستانیت به پایان رسیده است؛ E_0 مدول الاستیسیته و ϵ_f^{AM} کرنش حد مرکزگرایی می‌باشد.



شکل ۱- نمودار تنش کرنش SMA با خاصیت ابرکشسان

هدف از این تحقیق بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌هایی با سیستم V-EBF و مجهز به میل‌مهار SMA می‌باشد؛ به همین

$$K_{1M} = K_M \quad (5)$$

$$K_{2M} = 0.03K_M \quad (6)$$

$$K_{3M} = 0.015K_M \quad (7)$$

$$K_{4M} = 0.002K_M \quad (8)$$

که در روابط ذکر شده K_M و K_V از طریق روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$K_V = \frac{GA_w}{e} \quad (9)$$

$$K_M = \frac{3EI}{e} \quad (10)$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w \quad (11)$$

که در آن G مدول الاستیسیته برشی؛ A_w مساحت جان تیر پیوند؛ e طول تیر پیوند؛ E مدول الاستیسیته؛ I ممان اینرسی مقطع تیر پیوند؛ d عمق مقطع تیر پیوند؛ t_f ضخامت بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان تیر پیوند می‌باشد. مقادیر V_{y1} ؛ V_{y2} و V_{y3} و مقادیر M_{y1} ؛ M_{y2} و M_{y3} با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$V_{y1} = V_y \quad (12)$$

$$V_{y2} = 1.5V_y \quad (13)$$

$$V_{y3} = 2V_y \quad (14)$$

$$M_{y1} = M_y \quad (15)$$

$$M_{y2} = 1.03M_y \quad (16)$$

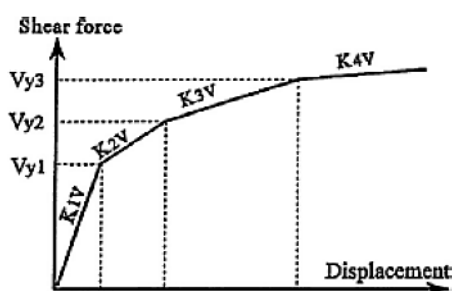
$$M_{y3} = 1.06M_y \quad (17)$$

که مقادیر V_y و M_y از طریق روابط زیر بدست می‌آید.

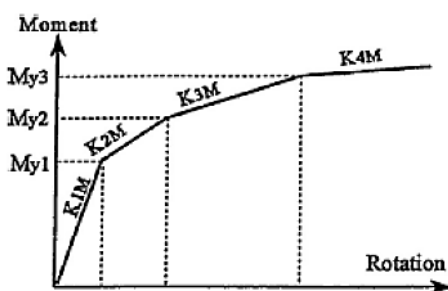
$$V_y = \frac{F_{yexp}}{\sqrt{3}}(d - 2t_f)t_w \quad (18)$$

$$M_y = ZF_{yexp} \quad (19)$$

المان‌ها در جهت افقی، قائم و دورانی رفتار می‌کنند. رفتار قائم المان‌های با طول صفر به صورت صلب می‌باشد و برای مدل‌سازی آن از مصالح الاستیک^{۱۱} با سختی زیاد استفاده می‌شود. رفتار افقی المان با طول صفر (رفتار برشی) و همین‌طور رفتار دورانی المان با طول صفر با استفاده از مصالح چندخطی^{۱۲} مطابق شکل‌های (۴) و (۵) مدل می‌شوند. شکل (۴) رفتار برشی و شکل (۵) رفتار دورانی المان با طول صفر را نشان می‌دهد.



شکل ۴- نمودار برش بر حسب جابجایی المان با طول صفر
(K_{1V} ، K_{2V} ، K_{3V} و K_{4V} مقادیر سختی برشی و V_{y1} ، V_{y2} و V_{y3} مقادیر نیروی برشی در بخش‌های مختلف نمودار می‌باشد).



شکل ۵- نمودار لنگر بر حسب دوران
(K_{1M} ، K_{2M} ، K_{3M} و K_{4M} مقادیر سختی خمشی و M_{y1} ، M_{y2} و M_{y3} مقادیر لنگر خمشی در بخش‌های مختلف نمودار می‌باشد).

مقادیر سختی برشی و خمشی از طریق روابط زیر تعیین می‌شود.

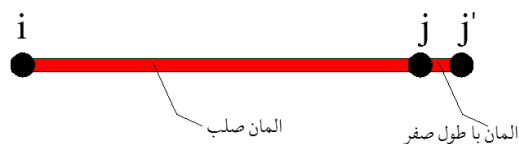
$$K_{1V} = K_V \quad (1)$$

$$K_{2V} = 0.1K_V \quad (2)$$

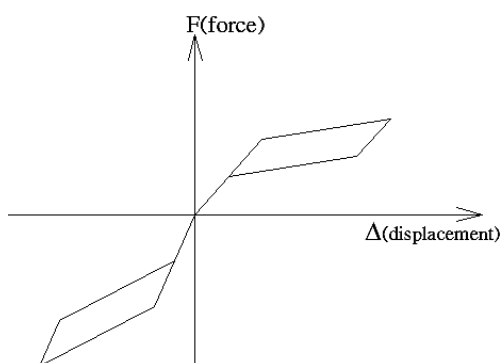
$$K_{3V} = 0.03K_V \quad (3)$$

$$K_{4V} = 0.007K_V \quad (4)$$

استفاده از مصالح الاستیک با سختی زیاد مدل می‌شود. رفتار محوری آن نیز مطابق شکل ۸ می‌باشد. در این مطالعه به منظور مدل‌سازی نمودار رفتاری شکل (۸) از مصالح مرکزگرا استفاده شد.



شکل ۷- مدل سازی مه‌ار SMA در OpenSees



شکل ۸- مصالح SMA کمانش تاب

۴- صحت‌سنجی

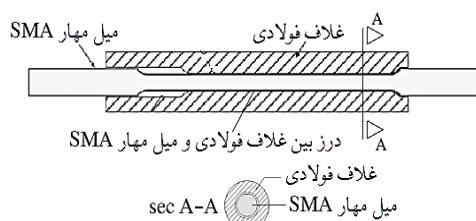
۴-۱- صحت‌سنجی V-EBF

به منظور صحت‌سنجی از مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲] استفاده شد (شکل ۹) و (۱۰). مدل مورد استفاده توسط این محققین یک قاب یک دهانه و یک طبقه با سیستم V-EBF می‌باشد که با استفاده از پروتکل بارگذاری شکل (۱۱) مورد آزمایش قرار گرفت. چرخه‌های بارگذاری به ترتیب با ۱۲۵/۰، ۲۵/۰، ۵/۰، ۱، ۲، ۳، ۴ و ... برابر تغییر مکان تسلیم تا گسیختگی نمونه می‌باشد. تا قبل از چهار برابر جابجایی تسلیم سه چرخه و از لحظه چهار برابر جابجایی تسلیم و بعد از آن دو چرخه به نمونه اعمال می‌شود. تغییر مکان بالاترین نقطه سازه (Δ) در لحظه جاری شدن برای نمونه‌های ۱ و ۲ به ترتیب برابر ۴۳/۰ cm و ۷۱۵/۰ cm می‌باشد. در مدل‌های آزمایشگاهی مورد استفاده اتصال ستون به پی و اتصال تیر اصلی به ستون از نوع مفصلی و اتصال تیر پیوند به تیر اصلی و اتصال تیر پیوند به مهاربندها نیز از نوع خمشی در نظر گرفته شد. در این تحقیق دو مورد از مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲]

که در آن Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند و F_{yexp} تنش تسلیم مورد انتظار تیر پیوند می‌باشد که یا از طریق آزمایش تعیین می‌شود یا از ضرب تنش تسلیم اسمی مقطع در ضریبی که معمولاً این ضرب برابر ۱/۱ می‌باشد، تعیین می‌گردد [۸-۱۰].

۳- مدل‌سازی میل مه‌ار SMA

در این تحقیق به منظور ایجاد خاصیت مرکزگرایی در سازه مورد استفاده از مهارهای تشکیل شده از SMA (شکل ۶) استفاده گردید. در سازه مورد استفاده به دلیل ماهیت رفت و برگشتی زلزله مهارهای مورد استفاده در طول زلزله دائماً تحت نیروهای فشاری و کششی قرار می‌گیرند. به منظور جلوگیری از کمانش بخش SMA مهار از روشی مشابه با مهاربندهای کمانش تاب^{۱۳} استفاده شد؛ در این روش از غلاف‌های فولادی برای جلوگیری از کمانش SMA استفاده می‌شود تا SMA در صورت قرار گرفتن در فشار دچار کمانش نشود و بتواند قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند [۱۱].



شکل ۶- بخش SMA مهار [۱۱]

با توجه به شکل (۶) غلاف فولادی تحت نیروی محوری قرار نمی‌گیرد ولی جلوی کمانش SMA را می‌گیرد. در لحظه‌ای که SMA می‌خواهد کمانش کند، برخورد SMA به جداره غلاف و ایجاد اصطکاک بین جداره غلاف SMA مقاومت فشاری SMA را بالاتر برده و موجب می‌شود تا SMA مورد استفاده در هنگام قرار گرفتن در اثر نیروی فشاری مقاومت و سختی بالاتری نسبت به وضعیت کششی نشان دهد.

در این تحقیق برای مدل‌سازی SMA از مفصل پلاستیک متمرکز استفاده شد؛ به این ترتیب که بخش SMA مهار با توجه به شکل (۶) به صورت یک المان صلب مدل می‌گردد که رفتار نیرو تغییر مکان SMA به صورت یک المان با طول صفر مدل می‌شود (شکل ۷).

با توجه به شکل (۷)، المان صلب با استفاده از المان تیر ستون الاستیک با سختی زیاد مدل می‌شود. المان با طول صفر نیز به گونه‌ای مدل می‌گردد که رفتار برشی و دورانی آن با

مشخصات مصالح مورد استفاده در نمونه‌های ۱ و ۲ نیز مطابق جدول (۱) می‌باشد. نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی نمونه‌های ۱ و ۲ در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) ارائه می‌شود.

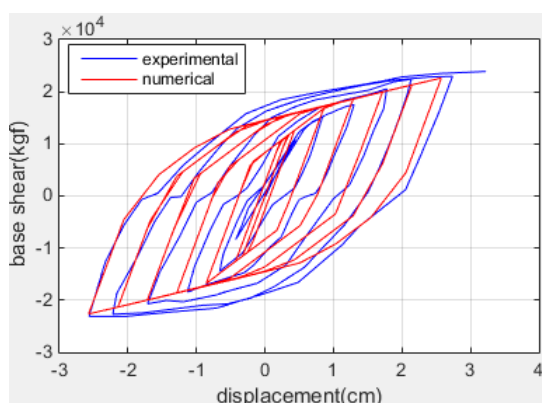
جدول ۱- مشخصات مصالح مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی

Zahraei و Mahroozadeh [۱۲]

شماره نمونه	F_y (kgf/cm ²)	F_u (kgf/cm ²)
۱	۳۳۷۲	۴۸۲۲
۲	۳۶۴۱	۵۱۷۵

جدول ۲- SMA مورد استفاده در آزمایش Zhu و Wang [۱۱]

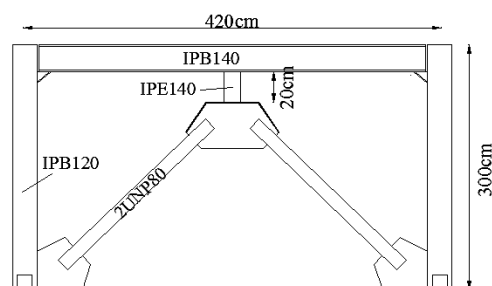
واحد	مشخصات رفتار کششی	مشخصات رفتار فشاری
kgf/cm ²	۴۶۹۶	۶۳۳۳
kgf/cm ²	۵۴۰۰	۹۷۵۰
kgf/cm ²	۲۹۲۰	۵۶۷۰
kgf/cm ²	۲۱۵۶	۲۴۰۵
kgf/cm ²	۳۱۳۰۶۷	۴۲۲۲۲۲
kgf/cm ²	۱۵۶۵۹	۷۵۹۴۶
kgf/cm ²	۱۵۶۵۳۳/۵	۲۷۰۲۲۲
-	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۶



شکل ۱۲- منحنی هیستریزس برش پایه-تغییر مکان (نمونه ۱)

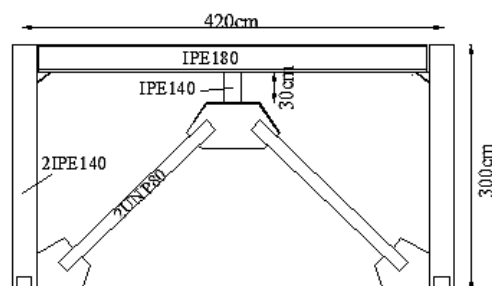
مشاهده می‌شود که نتایج عددی و آزمایشگاهی مطابقت خوبی با هم دیگر دارند. مدل عددی به خوبی توانسته است، مقاومت و سختی V-EBF را پیش‌بینی کند و میزان استهلاک انرژی (مساحت نمودار هیستریزس) نمونه عددی مطابقت خوبی با میزان استهلاک انرژی نمونه آزمایشگاهی دارد.

مورد بررسی قرار گرفت. همان‌طور که گفته شد این مدل‌ها، مدل‌هایی یک طبقه و یک دهانه بود که تحت بارگذاری جانبی قرار گرفت. مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲] مطابق جداول (۱) و (۲) می‌باشد. در مدل تهیه شده در نرم افزار OpenSees اتصال تیر اصلی به ستون و اتصال ستون به پی از نوع مفصلی فرض شد و سایر اتصالات نیز از نوع گیردار در نظر گرفته شد. تیر پیوند با استفاده از مدل Bouwkamp و همکاریانش [۷] که در بخش ۲ توضیح داده شد، مدل گردید. اعضای خارج از تیر پیوند نیز با استفاده از المان غیرخطی تیر ستون^{۱۴} و مقاطع فایبر^{۱۵} مدل گردید.



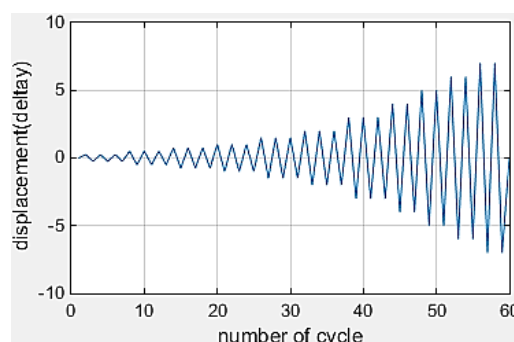
شکل ۹- نمونه اول V-EBF مورد آزمایش Zahraei و

Mahroozadeh [۱۲]



شکل ۱۰- نمونه دوم V-EBF مورد آزمایش Zahraei و

Mahroozadeh [۱۲]



شکل ۱۱- پروتکل بارگذاری ATC24 [۱۳]

۶- طراحی سازه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق سازه‌های ۸ طبقه و ۱۲ طبقه با سیستم V-EBF طراحی شد. فرض طراحی بر این اساس است که سازه‌های مورد نظر در شهر تهران و بر روی خاک نوع ۳ قرار گرفته‌اند. با توجه به توصیه آیین‌نامه‌های زلزله [۱۴ و ۱۵] برای سیستم‌های مهاربند و اگر عدد ضریب رفتار برای طراحی ۷ در نظر گرفته شد. طراحی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از ضوابط آیین‌نامه صورت گرفت [۱۴ و ۱۶]. طراحی سازه V-EBF مجهز به میل‌مهار تشکیل شده از SMA شامل سه مرحله می‌باشد که عبارتند از الف) طراحی برای زلزله طرح ب) طراحی میل‌مهار SMA با توجه مشخصات تیر پیوند ج) طراحی ظرفیتی سازه.

۱-۶ طراحی برای زلزله طرح

طراحی سازه باید به گونه‌ای باشد که سازه برای زلزله طرح الاستیک باقی بماند؛ اما به منظور داشتن عملکرد مناسب در برابر زلزله‌های شدید باید رفتار سازه به گونه‌ای باشد که تا لحظه خرابی سازه به غیر از تیر پیوند و میل‌مهار SMA بقیه اعضای سازه در محدوده الاستیک باقی بمانند. تیرهای پیوند برای زلزله طرح طراحی می‌گردند؛ هرچند که سایر اجزای سازه نیز باید برای زلزله طرح الاستیک باقی بمانند.

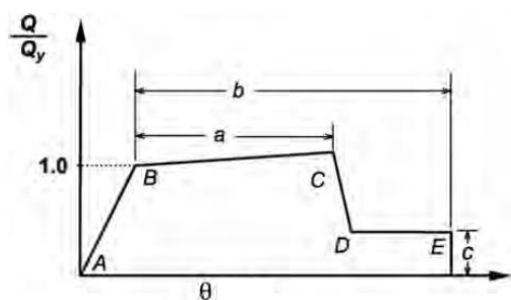
۲-۶ طراحی میل‌مهار SMA

طراحی میل‌مهار SMA شامل دو بخش می‌باشد؛ یکی طراحی طول بخش SMA مهار و دیگری طراحی سطح مقطع بخش SMA مهار.

۱-۲-۶ طراحی طول میل‌مهار SMA

طراحی میل‌مهار SMA باید به گونه‌ای باشد که وقتی تیر پیوند به حداکثر دوران خود می‌رسد و در آستانه افت مقاومت قرار می‌گیرد، SMA قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند. اگر تیر پیوند رفتار برشی داشته باشد، میزان دوران پلاستیک تیر پیوند تا قبل از افت مقاومت ۰/۱۵ رادیان می‌باشد؛ به عبارتی با توجه به نمودار شکل (۱۶) در صورتی که پارامتر Q برش تیر پیوند، Q_y برش تسلیم مورد انتظار تیر پیوند و θ دوران تیر پیوند باشد، مقدار a برای تیر پیوند کوتاه ۰/۱۵ خواهد بود [۸-۱۰].

البته ذکر این نکته ضروری است که در دستورالعمل‌های اشاره شده نمودارهای ظرفیت به صورت دو خطی می‌باشد؛ اما در این تحقیق از نمودار چهارخطی که در مدل‌سازی رفتار تیر پیوند استفاده شد. همان‌طور که اشاره شد طراحی طول میل‌مهار

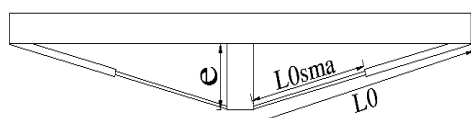


شکل ۱۶- منحنی ظرفیت [۸-۱۰]

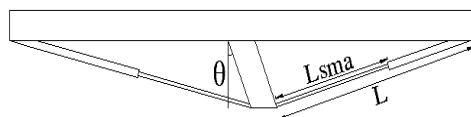
SMA باید به گونه‌ای انجام شود که در لحظه افت مقاومت برشی تیر پیوند (رسیدن به نقطه C در شکل (۱۶)) SMA قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند. بخش غیر SMA مهار به گونه‌ای طراحی می‌گردد که برای نیروی حد مرکزگرایی SMA کماتش نکند؛ در این حالت این بخش همواره الاستیک باقی می‌ماند و تغییر طول بخش غیر SMA مهار ناچیز می‌باشد و می‌توان در جهت اطمینان کل تغییر شکل مهار را به بخش SMA آن منحصر کرد.

$$\Delta L_{SMA} \approx \Delta L = |L - L_0| \quad (20)$$

که در آن ΔL_{SMA} تغییر طول بخش SMA مهار؛ تغییر طول مهار که تقریباً برابر با ΔL که تقریباً برابر با ΔL_{SMA} می‌باشد؛ L_0 طول مهار قبل از شروع دوران تیر پیوند (شکل (۱۷)) و L طول تیر مهار بعد از دوران تیر پیوند (شکل (۱۸)) می‌باشد.



شکل ۱۷- تیر پیوند و مهار متصل شده به آن (قبل از تغییر شکل تیر پیوند)



شکل ۱۸- تیر پیوند و مهار متصل شده به آن (بعد از تغییر شکل تیر پیوند)

اگر L طول مهار در لحظه رسیدن تیر پیوند به نقطه C در شکل (۱۶) باشد، و با در نظر گرفتن این که حد کرنش مرکزگرایی SMA مورد استفاده ۰/۰۶ است، مقدار حداقل طول SMA از طریق رابطه زیر بدست می‌آید.

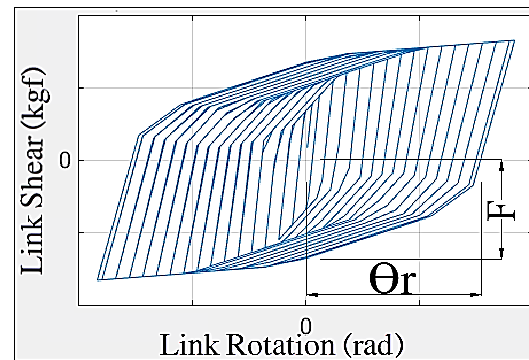
$$\frac{\Delta L_{SMA}}{L_{SMA}} \leq 0.06 \quad (21)$$

۶-۲-۲- طراحی سطح مقطع میل مهار SMA

مبنای محاسبه سطح مقطع بخش SMA مهار این است که SMA باید توانایی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به کرنش صفر را داشته باشد. بر این اساس با توجه به شکل (۱۹) اگر تیر پیوند بعد از رسیدن به آستانه افت مقاومت دوران ماندگار θ_r در آن ایجاد شود، در این صورت نیروی F ، نیروی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به کرنش صفر خواهد بود. در این شرایط (در صورت وجود دوران ماندگار θ_r در تیر پیوند) اگر جابجایی در میل مهارهای SMA فشاری و کششی به ترتیب برابر Δ_c و Δ_t باشد، در این صورت مقادیر کرنش در بخش SMA مهار از طریق روابط زیر تعیین می شود.

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{L_{SMA}} \quad (22)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta_t}{L_{SMA}} \quad (23)$$



شکل ۱۹- نیروی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به دوران صفر بعد از دوران θ_r

مقدار مساحت لازم برای بخش SMA مهار به منظور بازگرداندن تیر پیوند به دوران صفر از طریق رابطه‌ی زیر تعیین می شود.

$$F \leq (\sigma_t + \sigma_c) A_{sma} \sin(\alpha) \quad (24)$$

که در آن σ_t تنش متناظر با کرنش ε_t ؛ σ_c تنش متناظر با کرنش ε_c ؛ A_{sma} سطح مقطع بخش SMA مهار و α زاویه بین مهار و محور قائم می باشد.

۶-۳- طراحی ظرفیتی سازه

در صورتی که تیرهای پیوند از نوع کوتاه باشند و ضوابط لرزه‌ای در آن‌ها به خوبی رعایت شود، تیر پیوند قادر به دوران پلاستیک ۰/۱۵ خواهد بود [۸، ۹ و ۱۰]. با توجه به مدل ارائه شده توسط Bouwkamp و همکارانش [۷] که در شکل‌های (۴) و (۵) به آن اشاره شد، در صورتی که تیر پیوند قائم دوران پلاستیک ۰/۱۵ داشته باشد، میزان جابجایی پلاستیک نسبی دو انتهای تیر پیوند در آستانه افت مقاومت ۰/۱۵e خواهد بود که e طول تیر پیوند می باشد؛ در این صورت با توجه به شکل ۳ به هر مفصل برشی ۰/۰۷۵e جابجایی پلاستیک می رسد. در این شرایط مقدار نیروی برشی نهایی تیر پیوند برای لحظه نهایی گسیختگی با توجه به شکل (۴) مطابق رابطه زیر می باشد.

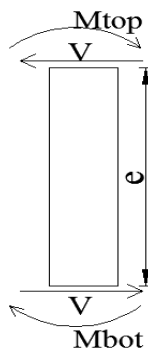
$$V_u = 1.848V_y + 5.25 * 10^{-4} k_v e \quad (25)$$

در شکل (۲۰) و با در نظر گرفتن این که مقدار M_{top} از مقدار M_{bot} بیش تر است، مقادیر M_{top} و M_{bot} به منظور طراحی ظرفیتی با استفاده از رابطه زیر بدست می آیند [۵].

$$M_{top} = R_y M_p \quad (26)$$

$$M_{bot} = (V_u e - M_{top}) \geq 0.75 M_{top} \quad (27)$$

که در روابط فوق R_y برای طراحی مقدار ۱/۲ منظور شد.

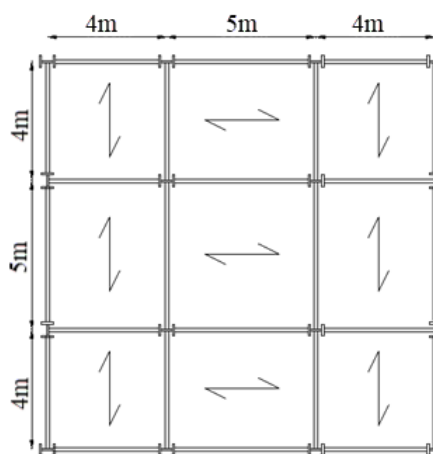


شکل ۲۰- نیروهای تیر پیوند قائم

در این شرایط با حذف تیر پیوند قائم و میل مهار SMA، مقادیر نیروهای شکل ۲۰ و نیروهای حد مرکزگرایی میل مهار SMA به سازه اعمال می شود و سایر اجزای سازه برای این نیروها باید طراحی شوند.

۷- سازه‌های طراحی شده

سازه‌هایی با تعداد طبقات ۸ و ۱۲ و با استفاده از سیستم V-EBF و مجهز به میل‌مهارهای SMA طراحی شد و عملکرد آن مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی اثر SMA در کاهش جابجایی ماندگار در این تحقیق یک بار نیز سازه‌های طراحی شده بدون SMA مورد بررسی قرار گرفتند. پلان سازه‌های طراحی شده مطابق شکل (۲۱) می‌باشد.



شکل ۲۱- پلان سازه‌های طراحی شده

جداول (۳) و (۴) مشخصات سازه ۸ طبقه طراحی شده و جداول (۵) و (۶) نیز مشخصات سازه ۱۲ طبقه طراحی شده را نشان می‌دهد. شکل‌های (۲۲) و (۲۳) نیز به ترتیب سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده را نشان می‌دهد. در سازه‌های V-EBF

طراحی شده اتصال ستون به پی، اتصال مهاربند به تیر پیوند، اتصال مهاربند به محل اتصال تیر به ستون از نوع گیردار و اتصال تیر به ستون نیز از نوع مفصلی فرض شد؛ همچنین در سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA به تیر پیوند و همین طور اتصال مهار به محل اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی می‌باشد.

۸- نحوه مدل‌سازی سازه‌های طراحی شده در OpenSees

به منظور افزایش سرعت مدل‌سازی سازه در OpenSees یکی از قاب‌های مقاوم جانبی از سازه سه‌بعدی جدا و به صورت دوبعدی مدل گردید. برای جداسازی قاب مورد نظر از سازه قاب موجود سطح بارگیر ۱ در شکل (۲۴) انتخاب شد. کلیه بارهای ثقلی موجود در سطح بارگیر ۱ در هر طبقه به تیرهای قاب مورد نظر اعمال گردید. در نرم‌افزار OpenSees به منظور مدل‌سازی اثر $P - \Delta$ از ستون‌هایی با نام ستون‌های $P - \Delta$ استفاده می‌شود.

مدل‌سازی ستون $P - \Delta$ به صورت المان تیرستون الاستیک دوسر مفصل می‌باشد که مساحت و ممان اینرسی این ستون‌ها برابر با مساحت و ممان اینرسی ستون‌های حذف شده در سطح بارگیر ۲ می‌باشد. این ستون‌ها با استفاده از المان‌های خرابایی صلب به قاب اصلی وصل می‌شوند. در این تحقیق تیر پیوند با استفاده از مدل Bouwkamp و همکاریانش [۷] مدل شد. میل‌مهار SMA نیز با استفاده از روش فوق در بخش ۳ مدل گردید و سایر اعضا نیز با استفاده از المان تیر ستون غیر خطی و مقطع فایبر مدل شد.

جدول ۳- مشخصات سازه ۸ طبقه طراحی شده

شماره طبقه	ستون‌های دهانه مهاربندی (ST52)	ستون‌های دهانه غیرمهاربندی (ST37)	تیرهای دهانه مهاربندی (ST52)	تیرهای دهانه غیرمهاربندی (ST37)	مهاربندها (ST52)	تیرهای پیوند (ST37)	طول تیر پیوند (cm)
۱	IPB800	IPB200	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۲	IPB800	IPB200	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۳	IPB600	IPB200	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۴	IPB400	IPB200	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۵	IPB320	IPB200	IPB320	IPE240	2UNP300	IPB320	۶۰
۶	IPB320	IPB200	IPB280	IPE240	2UNP260	IPB280	۶۰
۷	IPB320	IPB200	IPB220	IPE240	2UNP220	IPB220	۵۰
۸	IPB320	IPB200	IPB180	IPE240	2UNP160	IPB160	۳۰



جدول ۴- مشخصات به کار رفته در مهارهای سازه ۸ طبقه

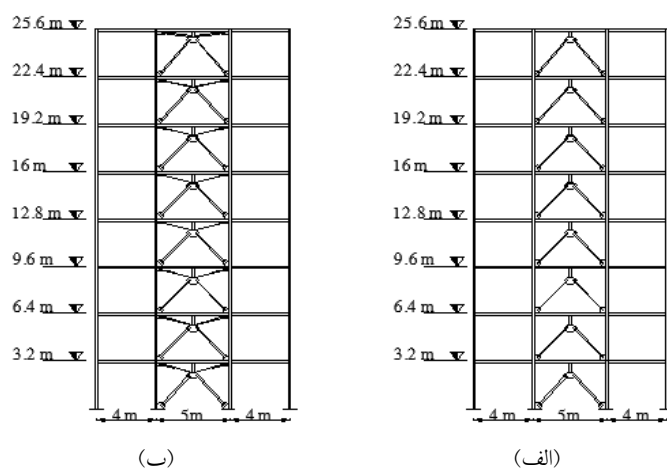
شماره طبقه	بخش غیر SMA مهار	قطر SMA (cm)	طول بخش SMA مهار (m)
۱	IPB120	۳/۲	۱/۵
۲	IPB120	۳/۲	۱/۵
۳	IPB100	۳	۱/۵
۴	IPB100	۳	۱/۵
۵	IPB100	۳	۱/۵
۶	IPB100	۲/۵	۱/۵
۷	IPB100	۲/۵	۱/۳
۸	IPB100	۱/۶	۰/۸

جدول ۵- مشخصات سازه ۱۲ طبقه طراحی شده

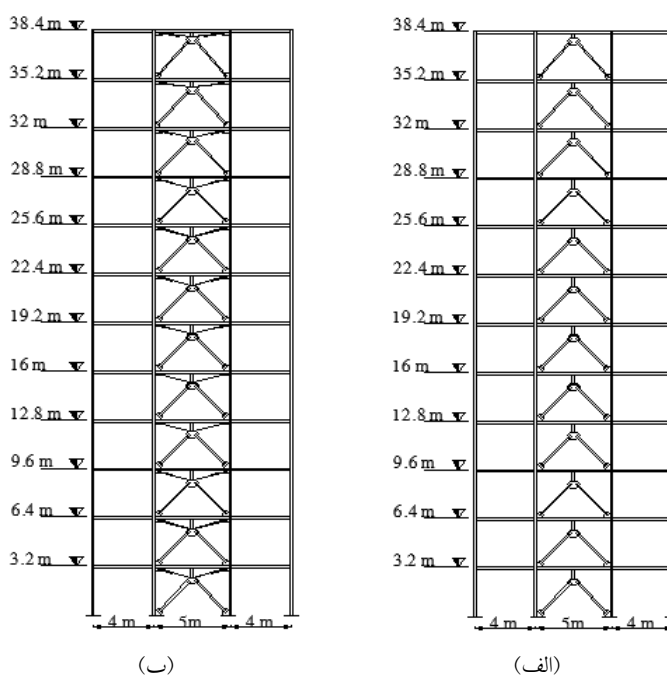
شماره طبقه	ستون‌های دهانه مهاربندی (ST52)	ستون‌های دهانه غیرمهاربندی (ST37)	تیرهای دهانه مهاربندی (ST52)	تیرهای باربر ثقلی (ST37)	مهاربندها (ST52)	مقطع تیر پیوند (ST37)	طول تیر پیوند (cm)
۱	IPB900	IPB220	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۲	IPB800	IPB220	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۳	IPB700	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۴	IPB700	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۵	IPB600	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۶	IPB600	IPB220	IPB320	IPE240	2UNP320	IPB320	۶۰
۷	IPB500	IPB200	IPB300	IPE240	2UNP320	IPB300	۶۰
۸	IPB500	IPB200	IPB280	IPE240	2UNP320	IPB280	۶۰
۹	IPB450	IPB200	IPB260	IPE240	2UNP300	IPB260	۶۰
۱۰	IPB450	IPB200	IPB240	IPE240	2UNP280	IPB220	۵۰
۱۱	IPB400	IPB200	IPB200	IPE240	2UNP200	IPB180	۴۰
۱۲	IPB400	IPB200	IPB160	IPE240	2UNP160	IPB140	۳۰

جدول ۶- مشخصات به کار رفته در مهارهای سازه ۱۲ طبقه

شماره طبقه	بخش غیر SMA مهار (ST52)	قطر بخش SMA مهار (cm)	طول بخش SMA مهار (m)
۱	IPB120	۳/۲	۱/۵
۲	IPB100	۳/۲	۱/۵
۳	IPB100	۳	۱/۵
۴	IPB100	۳	۱/۵
۵	IPB100	۳	۱/۵
۶	IPB100	۳	۱/۵
۷	IPB100	۳	۱/۵
۸	IPB100	۲/۵	۱/۵
۹	IPB100	۲/۵	۱/۵
۱۰	IPB100	۲/۵	۱/۳
۱۱	IPB100	۱/۹	۱/۱
۱۲	IPB100	۱/۶	۰/۸



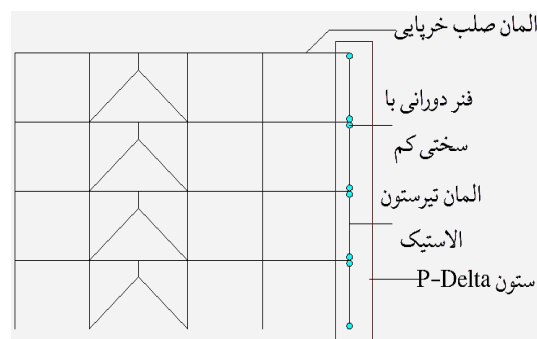
شکل ۲۲- سازه‌های طراحی شده ۸ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)



شکل ۲۳- سازه‌های طراحی شده ۱۲ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)

۹- تحلیل بارافزون

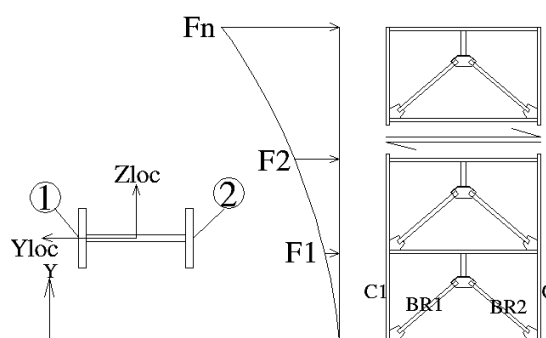
به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند بر روی مدل‌های طراحی شده تحلیل بارافزون صورت گرفت. و بارگذاری جانبی مشابه مد اول سازه اعمال گردید [۸]. روند تحلیل به این شکل می‌باشد که بعد از مدل‌سازی سازه بار ثقلی به شکل بارافزون به سازه اعمال می‌گردد و سپس از لحظه نهایی اتمام بار ثقلی، بار جانبی به سازه اعمال می‌شود. شکل (۲۵) نمودار تحلیل بارافزون برای سازه ۸ طبقه و شکل (۲۶) تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه را نشان می‌دهد.



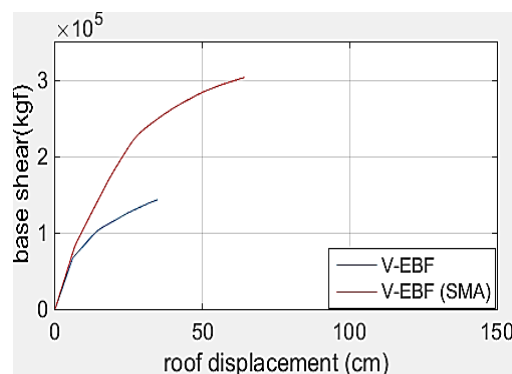
شکل ۲۴- مدل اصلی و اضافه شدن ستون‌های $P - \Delta$

سازه‌های مشابه و بدون میل مهار SMA افزایش می‌یابد و دلیل این موضوع تاثیر مهارها می‌باشد که سختی جانبی را افزایش داده و باعث تسلیم تیرهای پیوند در برش پایه بالاتر می‌گردد. مقدار مقاومت نهایی سازه نیز به همین دلیل در سازه‌هایی که در آن‌ها از مهار استفاده شده است، از سازه‌های بدون مهار بیش‌تر می‌باشد و در سازه ۸ و ۱۲ طبقه با مهار این مقدار به ترتیب $2/12$ و $1/8$ برابر سازه بدون مهار می‌باشد. نکته بسیار مهم در مورد نمودارهای ۲۵ و ۲۶ تفاوت نسبت بین برش پایه نهایی و برش پایه اولین تسلیم در سازه‌ها V-EBF تشکیل شده از مهار و سازه‌های V-EBF بدون مهار می‌باشد. نسبت بین برش پایه نهایی و برش پایه اولین تسلیم که در استاندارد ۲۸۰۰ با نام ضریب اضافه مقاومت (Ω) شناخته می‌شود، در سازه‌های V-EBF ۸ و ۱۲ طبقه بدون مهار به ترتیب برابر $2/15$ و $2/39$ و برای سازه‌های V-EBF ۸ و ۱۲ طبقه تشکیل شده از مهار به ترتیب برابر $3/66$ و $3/55$ می‌باشد. با توجه به قرار دادن مهارها سختی جانبی سازه V-EBF مجهز به مهار افزایش می‌یابد و مشاهده می‌شود که با قرار دادن مهارها مقدار سختی جانبی در سازه ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب 11% و $7/5\%$ افزایش می‌یابد.

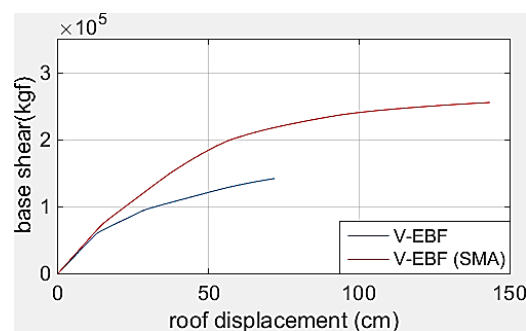
به دلیل شرایط بحرانی اجزای طبقه اول نیروهای داخلی این اجزا مورد ارزیابی قرار گرفت (شکل ۲۷). مسیر انتقال نیروی جانبی در سیستم‌های مهاربندی به گونه‌ای می‌باشد که نیروی زلزله از مهاربندها به ستون‌ها منتقل می‌شود. در ستون‌های طبقه اول دهانه‌های مهاربندی به دلیل گیردار در نظر گرفتن اتصال ستون به پی، لنگر خمشی در پای ستون مقدار قابل توجهی می‌باشد؛ به همین دلیل تنش‌های موضعی در بال‌های ستون مورد بررسی قرار گرفت. همچنین بیش‌ترین مقدار برش طبقه در طول تحلیل در طبقه اول ایجاد می‌شود؛ به همین دلیل بررسی ستون‌ها و مهاربندهای طبقه اول دارای اهمیت زیادی می‌باشد.



شکل ۲۷- سیستم مقام جانبی V-EBF



شکل ۲۵- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۸ طبقه



شکل ۲۶- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه

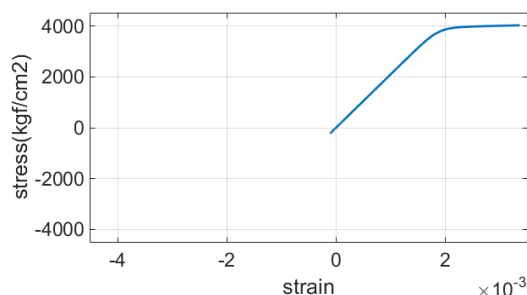
در این نمودارها محور افقی جابجایی بالاترین نقطه سازه و محور قائم برش پایه را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در سازه‌های مجهز به مهار، فاصله بین اولین تسلیم و لحظه افت مقاومت بیش از سازه‌های بدون مهار می‌باشد. به گونه‌ای که در سازه ۸ و ۱۲ طبقه بدون میل مهار SMA نسبت جابجایی نهایی بام به جابجایی اولین تسلیم به ترتیب برابر با $5/93$ و $5/58$ و در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه همراه میل مهارهای SMA این مقادیر به ترتیب برابر با $9/32$ و $9/93$ می‌باشد. دلیل این موضوع این است که در سازه V-EBF بدون مهار تا رسیدن به جابجایی نهایی عمده تغییر شکل پلاستیک سازه منحصر به تیرهای پیوند طبقه فوقانی می‌باشد. در حالی که قرار دادن مهارها منجر به یک‌نواخت‌تر شدن دوران پلاستیک تیر پیوند در ارتفاع تا رسیدن به جابجایی نهایی سازه می‌شود و بیش‌تر بودن تغییر شکل پلاستیک تیرهای پیوند در اکثر طبقات در شرایط مجهز شدن تیرهای پیوند به مهار منجر به افزایش فاصله اولین تسلیم در سازه تا لحظه فروریزش نهایی می‌شود.

هم‌چنین مشاهده می‌گردد که در در سازه‌های ۸ طبقه و ۱۲ طبقه مجهز به میل مهار SMA مقدار برش متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه به ترتیب $25/3\%$ و $23/1\%$ نسبت به

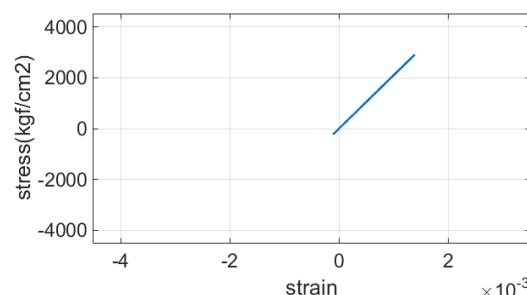
علامت مثبت و تنش فشاری با علامت منفی نشان داده شده است.

نتایج شکل‌های (۲۸) تا (۳۱) نشان می‌دهد که در سازه ۱۲ طبقه V-EBF با و بدون میل‌مهار SMA و در سازه ۸ طبقه مجهز به میل‌مهار SMA بال ستون در نقطه ۱ در پای ستون C_1 و همین طور در بال ستون در نقطه ۲ در پای ستون C_2 تسلیم اتفاق افتاده است؛ به طور کلی محل اتصال ستون به پی به دلیل وجود لنگر

به دلیل لنگر زیاد در پای ستون منحنی تنش کرنش نقاط ۱ و ۲ در پای ستون‌های طبقه اول در شکل‌های (۲۸) تا (۳۱) نشان داده شده است. با توجه به جهت نیروی جانبی و هم راستایی نیروی کششی ستون با تنش ناشی از خمش در نقطه ۱ در پای ستون C_1 و هم راستایی نیروی فشاری و تنش ناشی از خمش در نقطه ۲ در پای ستون C_2 نمودار تنش کرنش در این نقاط در طول تحلیل بارافزون بررسی شد. تنش کششی با

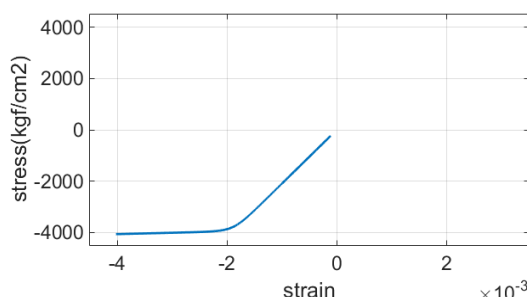


(ب)

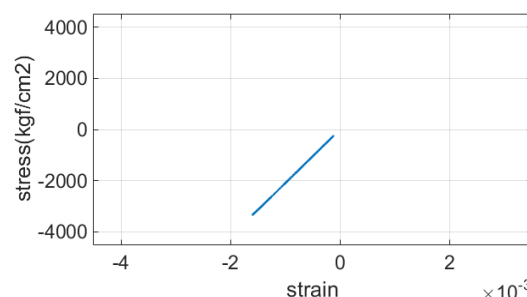


(الف)

شکل ۲۸- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_1 در نقطه ۱ الف) سازه V-EBF ۸ طبقه، ب) سازه SMA V-EBF ۸ طبقه

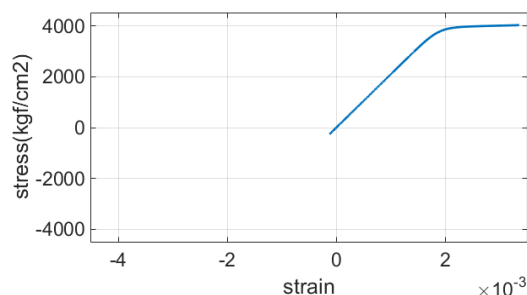


(ب)

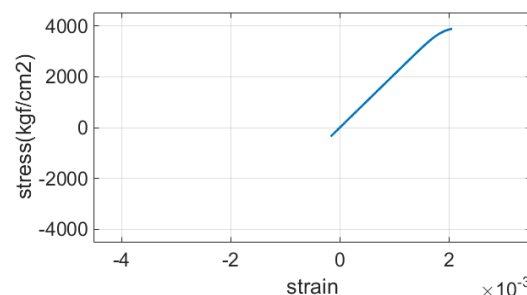


(الف)

شکل ۲۹- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_2 در نقطه ۲ الف) سازه V-EBF ۸ طبقه، ب) سازه SMA V-EBF ۸ طبقه

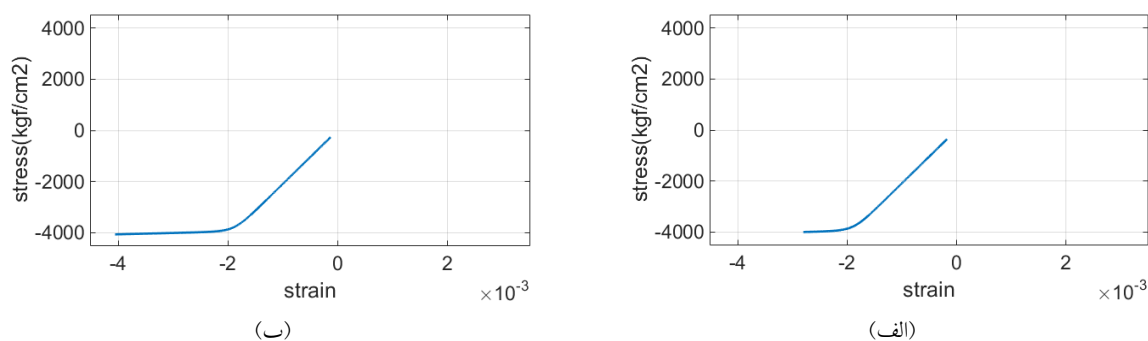


(ب)



(الف)

شکل ۳۰- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_1 در نقطه ۱ الف) سازه V-EBF ۱۲ طبقه، ب) سازه SMA V-EBF ۱۲ طبقه



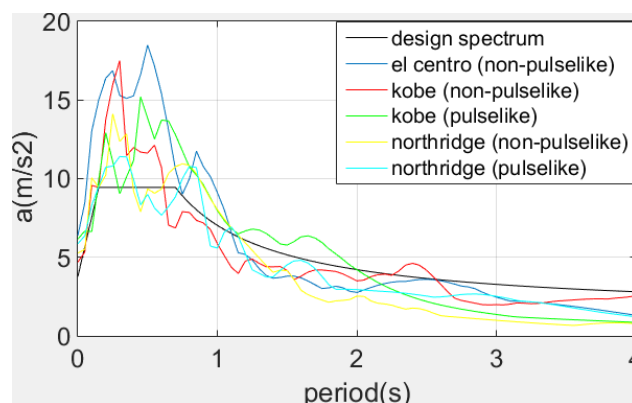
شکل ۳۱- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_2 در نقطه ۲ الف) سازه V-EBF ۱۲ طبقه، ب) سازه SMA (V-EBF) ۱۲ طبقه

شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر در فاصله $0.7T$ تا $1.5T$ دوره تناوب اصلی سازه) مطابقت با طیف طراحی داشته باشد [۱۷]. با توجه به معیارهای اشاره شده طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده و طیف طراحی در شکل (۳۲) نشان داده شده است. تحلیل تاریخیچه‌زمانی بر روی سازه‌های V-EBF با و بدون میل‌مهار SMA انجام گرفت. شکل (۳۳) تغییر مکان ماندگار طبقات سازه ۸ طبقه با و بدون میل‌مهار SMA را نشان می‌دهد. شکل (۳۴) نیز تغییر مکان ماندگار طبقات سازه ۱۲ طبقه با و بدون میل‌مهار SMA را نشان می‌دهد. نتایج شکل‌های (۳۳) و (۳۴) نشان می‌دهد که استفاده از میل‌مهار SMA منجر به کاهش قابل توجه جابجایی ماندگار می‌گردد؛ به گونه‌ای که در سازه‌های V-EBF مجهز به میل‌مهار SMA تغییر شکل یک‌نواخت‌تری بعد از اتمام زلزله مشاهده می‌گردد؛ بر این اساس جدول (۷) نشان می‌دهد که حداکثر جابجایی نسبی ماندگار با اضافه شدن میل‌مهار SMA تا حد زیادی کاهش می‌یابد. مشاهده می‌گردد با اضافه شدن میل‌مهار SMA علاوه بر جابجایی ماندگار طبقات، حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در طبقات نیز تا حد زیادی کاهش پیدا می‌کند.

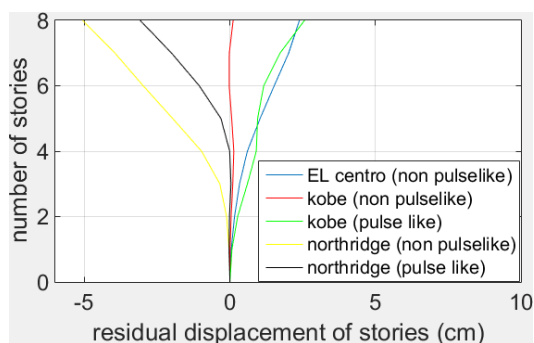
لنگرها منجر به ایجاد تنش‌های زیادی در بال ستون شده و می‌تواند منجر به تسلیم بال گردد. با توجه به الگوی بار جانبی در شکل (۲۷) در اثر بار جانبی در ستون C_1 نیروی کششی و در ستون C_2 نیروی فشاری ایجاد می‌گردد. لنگر پای ستون در نقطه ۱ تنش کششی و در نقطه ۲ تنش فشاری ایجاد می‌کند؛ به همین دلیل هم‌راستایی تنش کششی ستون و تنش کششی ناشی از خمش پای ستون در نقطه ۱ ستون C_1 و هم‌راستایی تنش فشاری ستون و تنش فشاری ناشی از خمش پای ستون در نقطه ۲ ستون C_2 منجر به ایجاد تنش‌های بالا در این نقاط می‌گردد که می‌تواند منجر به تسلیم بال ستون شود.

۱۰- تحلیل تاریخیچه‌زمانی

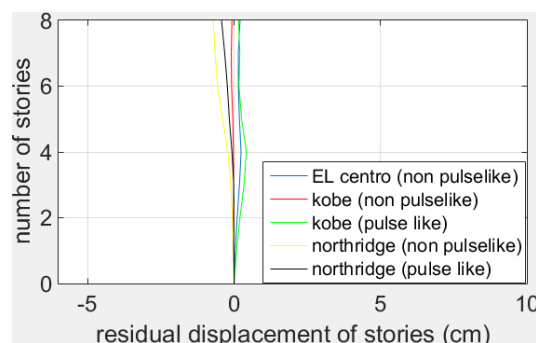
به منظور مقایسه رفتار سازه‌های V-EBF با و بدون میل‌مهار SMA تحلیل تاریخیچه‌زمانی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های Kobe، El-Centro و Northridge انجام شد. پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها آن‌ها بر روی طیف طراحی مقیاس‌شدند. روش مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها به این شکل می‌باشد که میانگین طیف



شکل ۳۲- طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده و طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵]

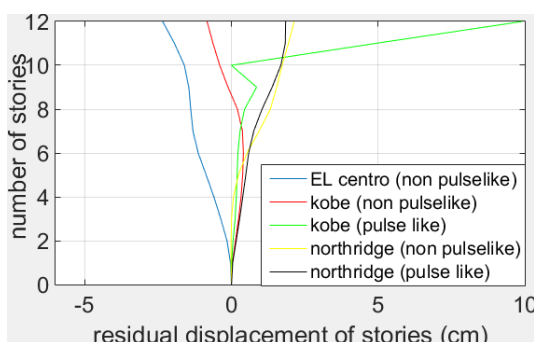


(ب)

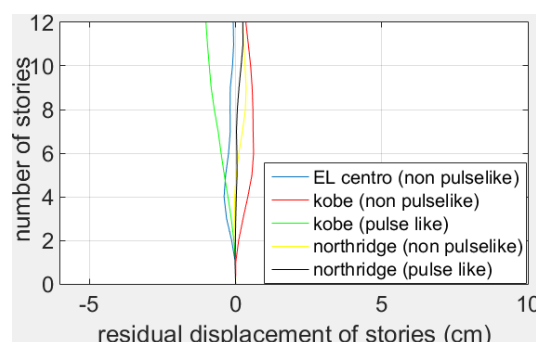


(الف)

شکل ۳۳- جابجایی ماندگار طبقات سازه ۸ طبقه الف) V-EBF (الف)، ب) V-EBF (SMA)



(ب)



(الف)

شکل ۳۴- جابجایی ماندگار طبقات سازه ۱۲ طبقه الف) V-EBF (الف)، ب) V-EBF (SMA)

جدول ۷- حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در تحلیل تاریخچه‌زمانی

نام زلزله	V-EBF (8st)	V-EBF SMA(8st)	V-EBF (12st)	V-EBF SMA (12st)
El Centro (non pulslike)	۰/۰۰۱۵۵	۰/۰۰۰۲۴	۰/۰۰۱۲۶	۰/۰۰۰۵۴
Kobe (non pulslike)	۰/۰۰۰۴۲	۰/۰۰۰۱۳	۰/۰۰۱۰۰	۰/۰۰۰۵۱
Kobe (pulslike)	۰/۰۰۲۶۳	۰/۰۰۰۵۱	۰/۰۱۵۶۲	۰/۰۰۰۴۱
Northridge (non pulslike)	۰/۰۰۳۴۷	۰/۰۰۰۵۵	۰/۰۰۱۲۹	۰/۰۰۰۳۸
Northridge (pulslike)	۰/۰۰۳۳۷	۰/۰۰۰۳۴	۰/۰۰۱۰۸	۰/۰۰۰۲۳

۱۱- تحلیل دینامیکی نموی

به منظور تحلیل دینامیکی نموی ۱۰ شتاب‌نگاشت از سایت PEER^{۱۶} انتخاب شد که طیف شتاب آن‌ها مطابق شکل (۳۵) می‌باشد. به منظور انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها معیارهایی در نظر گرفته شد که عبارتند از مشابهت خاک محل شتاب‌نگاشت با خاک محل ساختگاه، زمان جنبش نیرومند زمین، مکانیزم گسل‌های موجود در ساختگاه، ضربه‌ای^{۱۷} بودن شتاب‌نگاشت و مشابهت میانگین طیف شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طراحی. در این تحقیق فرض شد که خاک مورد نظر نوع ۳ می‌باشد؛ به همین دلیل در انتخاب شتاب‌نگاشت، شتاب‌نگاشت‌هایی در نظر گرفته

می‌شوند که سرعت موج برشی در آن‌ها در محدوده ۱۷۵ m/s تا ۳۷۵ m/s باشد [۱۴]. زمان جنبش نیرومند زمین باید حداقل $\max(10s, 3T_0)$ باشد [۱۴]؛ هم‌چنین به دلیل اهمیت بررسی جابجایی ماندگار در سازه و تاثیر در SMA در کاهش آن از شتاب‌نگاشت‌های ضربه‌ای استفاده شد که در مدت زمانی کوتاهی قادر است، انرژی زیادی وارد سازه کند.

به منظور مقیاس کردن رکوردها از الگوریتم پیشنهاد شده در جدول (۸) استفاده شد [۱۸]. طبق این الگوریتم شتاب طیفی پیرومد اول سازه معیار مقیاس رکوردها می‌باشد و سازه ابتدا برای یک مقدار کوچک $Sa(T_1)$ که در آن الاستیک باقی می‌ماند،



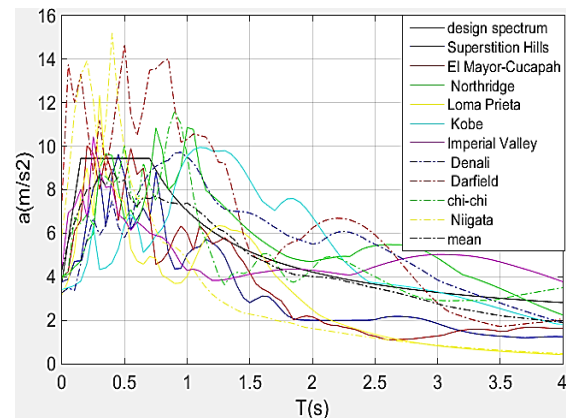
فاصله بین سایر تحلیل‌ها نیز با میانگین حد بالا و پایین آن‌ها پر می‌گردد، تا شکل دقیق‌تری از نمودار IDA بدست بیاید.

جدول ۸- الگوریتم مورد استفاده در تحلیل IDA

وضعیت ناپایداری سازه	$Sa(T_1)$	$Sa(T_1)$
	$0/005g$	
	$0/105g$	$0/005g + 0/1g$
	$0/205g$	$0/105g + 0/1g + 0/005g$
	$0/405g$	$0/205g + 0/1g + 2(0/005g)$
	$0/705g$	$0/405g + 0/1g + 3(0/005g)$
∞	$1/005g$	$0/705g + 0/1g + 4(0/005g)$
	$0/78g$	$0/705g + 0/25(1/005g - 0/705g)$
∞	$0/855g$	$0/705g + 0/5(1/005g - 0/705g)$
	$0/18g$	$0/5(0/105g + 0/205g)$
	$0/305g$	$0/5(0/205g + 0/405g)$

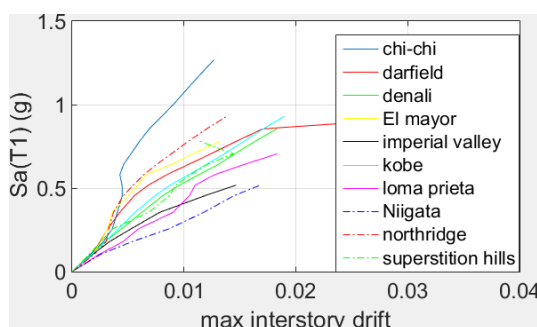
شکل‌های (۳۶) و (۳۷) نمودار تحلیل IDA شتاب طیفی مد اول برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات را به ترتیب برای سازه ۸ طبقه و ۱۲ طبقه نشان می‌دهد.

با توجه به شکل‌های (۳۶) و (۳۷) در بیش‌تر موارد استفاده از میل مهارهای SMA باعث می‌شود که سازه در $Sa(T_1)$ بالاتری دچار ناپایداری شود؛ به طوری که در سازه ۸ طبقه به جز در مورد زلزله‌های chi-chi و dadfield و superstition hills و در سازه ۱۲ طبقه به جز زلزله‌ی niigata در سایر موارد استفاده از میل مهار SMA منجر به افزایش $Sa(T_1)$ در لحظه فروریزش سازه می‌گردد. علاوه براین مشاهده می‌گردد که اضافه کردن میل مهار SMA باعث می‌شود، سازه قابلیت تحمل جابجایی نسبی بالاتری

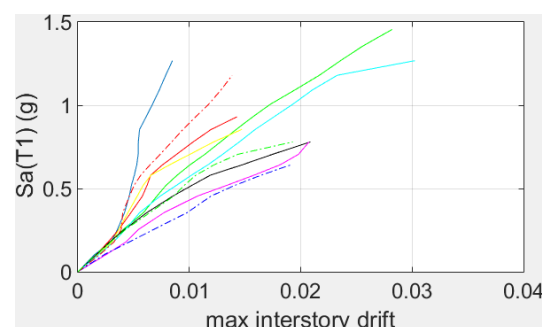


شکل ۳۵- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه

تحلیل می‌شود؛ با $Sa(T_1)$ گام‌های افزایشی، افزایش پیدا کرده و تحلیل‌ها تا جایی ادامه می‌یابد که سازه ناپایدار شود. سپس فاصله بین $Sa(T_1)$ منجر به ناپایداری سازه و $Sa(T_1)$ ماقبل آن با گام‌های کوچک‌تر پر می‌شود تا محل دقیق ناپایداری مشخص شود. این کار باید تا زمانی ادامه می‌یابد که فاصله $Sa(T_1)$ منجر به ناپایداری و $Sa(T_1)$ ماقبل آن از ۱۰٪ مقدار $Sa(T_1)$ ماقبل ناپایداری کمتر باشد. فاصله سایر $Sa(T_1)$ ها را نیز می‌توان با گام‌های مناسب پر کرد تا تقریب دقیق‌تری از منحنی IDA بدست بیاید. همان طور که در جدول (۸) مشاهده می‌شود، تحلیل با $Sa(T_1)$ برابر با $0/005g$ انجام گردید، تا سازه در وضعیت الاستیک باقی بماند. سپس مقدار $Sa(T_1)$ در تحلیل بعدی با گام $0/1g$ افزایش می‌یابد و در تحلیل‌های بعدی با گام‌های افزایشی که این گام‌ها با ضرایبی $0/005g$ افزایش می‌یابند، تحلیل صورت می‌گیرد، تا سازه ناپایدار شود. در مرحله بعد فاصله بین تحلیل منجر به ناپایداری و تحلیل منجر به پایداری به منظور تخمین دقیق‌تر محل ناپایداری پر می‌شود.

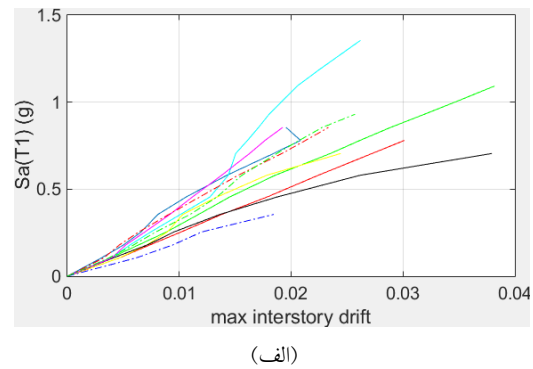
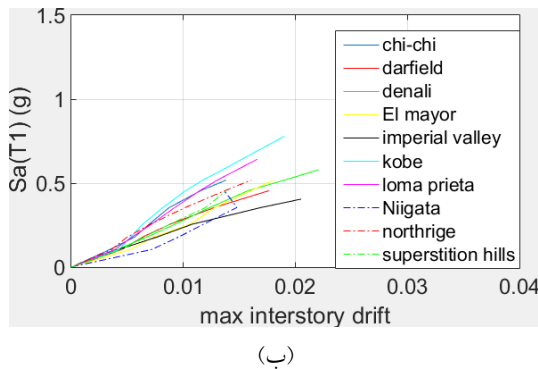


(ب)



(الف)

شکل ۳۶- نتایج تحلیل IDA سازه ۸ طبقه $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات (الف) V-EBF، (ب) V-EBF (SMA)



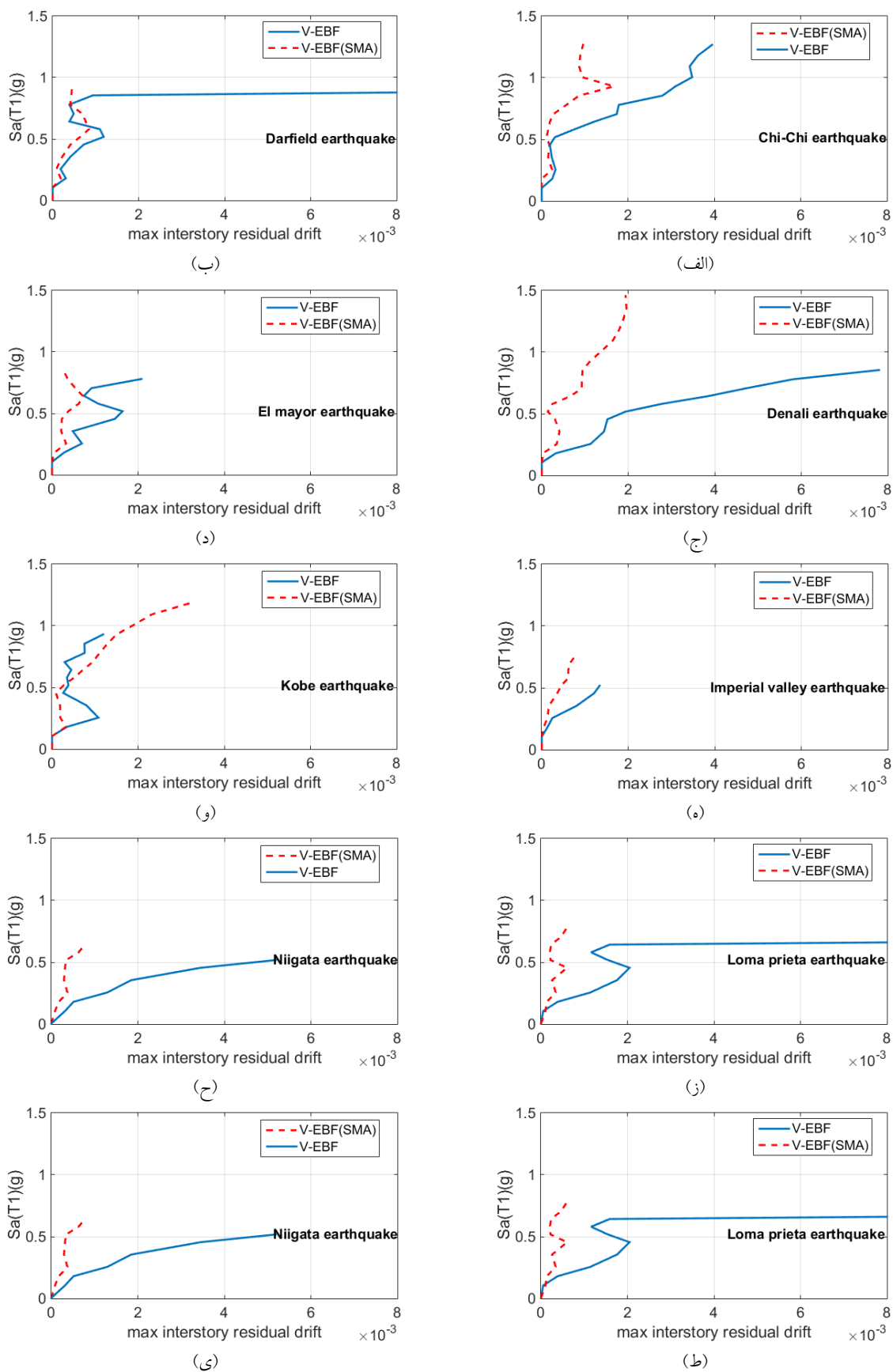
شکل ۳۷- نتایج تحلیل IDA سازه ۱۲ طبقه $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات (الف) V-EBF، (ب) V-EBF (SMA)

V-EBF بدون میل مهار می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۳۸) مشاهده می‌شود، زلزله darfield در فاصله $Sa(T_1)$ های $0.58g$ تا $0.78g$ و زلزله kobe در $Sa(T_1)$ های بالاتر از $0.58g$ سازه V-EBF بدون میل مهار SMA حداکثر جابجایی نسبی ماندگار کم‌تری در مقایسه با سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA دارد. نمودارهای شکل (۳۹) مقدار $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات را برای سازه ۱۲ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۳۹) مشاهده می‌گردد که برای Sa -های مختلف، مهاربند واگرای مجهز به مهارهای تشکیل شده از SMA در تمامی موارد جابجایی ماندگار کم‌تری نسبت به مهاربند واگرای معمولی به خود اختصاص می‌دهند و در بسیاری از موارد این تفاوت قابل توجه می‌باشد. با توجه به شکل‌های (۳۸) و (۳۹) مشاهده می‌گردد که سازه‌های V-EBF مجهز به مهارهای SMA نیز جابجایی ماندگار دیده می‌شود که دلیل آن تشکیل پلاستیسیت در بال ستون در نزدیک اتصال ستون به پی می‌باشد. باید توجه داشت که عملکرد خوب SMA در چنین سیستم‌هایی وابسته به این است که طراحی ظرفیتی در سازه به خوبی انجام شده باشد و سایر اعضا برای نیروهای حداکثر تیر پیوند و نیروی معادل حد مرکزگرایی تیر پیوند طراحی شود؛ در غیر این صورت اگر طراحی لرزه‌ای در سازه به خوبی انجام نگیرد و مفصل پلاستیک در محل دیگری مانند ستون‌ها یا مهاربندها اتفاق بیافتد، مهارهای SMA مورد استفاده قادر به کاهش این جابجایی ماندگار نخواهد بود؛ زیرا SMA به منظور کاهش دوران ماندگار تیر پیوند در نظر گرفته شده است، نه کاهش جابجایی ماندگار ناشی از طبقه نرم یا مفصل پلاستیک مهاربندها. به منظور بررسی احتمال خرابی سازه اقدام به ترسیم منحنی شکنندگی شد. منحنی شکنندگی یک تابع تجمعی لوگ نرمال است که احتمال خرابی یک سازه با توجه به پارامتر خرابی مورد نظر را نشان می‌دهد. در این تحقیق جابجایی نسبی ماندگار 0.5% در طبقه

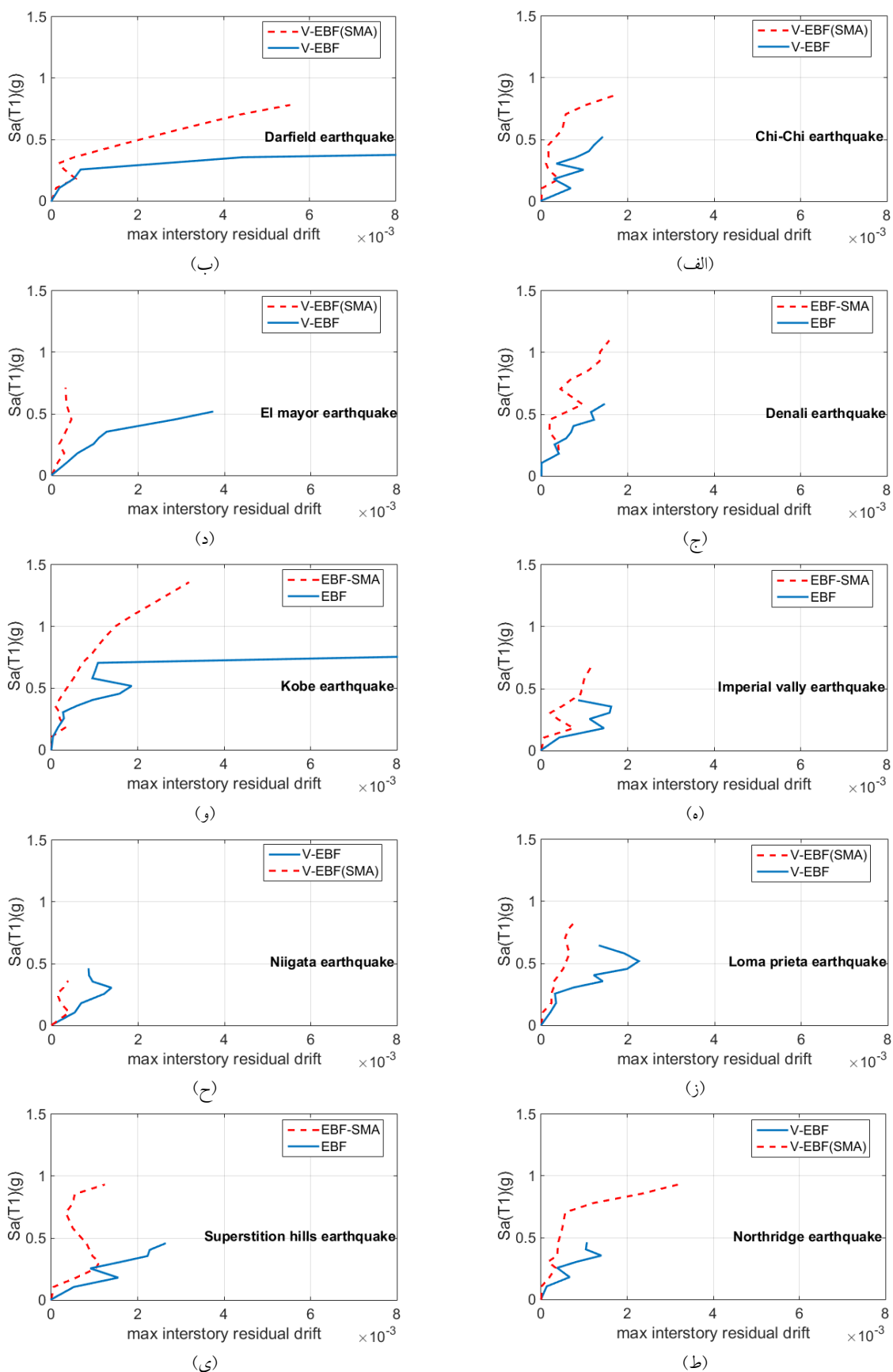
تا لحظه خرابی داشته باشد. به گونه‌ای که در سازه ۸ طبقه به جز زلزله darfield و chi-chi در بقیه موارد اضافه کردن میل مهار SMA باعث می‌گردد، سازه در حداکثر جابجایی نسبی بالاتری دچار ناپایداری شود و در سازه ۱۲ طبقه نیز در تمامی موارد حداکثر جابجایی نسبی طبقات در لحظه ناپایداری سازه با افزودن میل مهار SMA افزایش می‌یابد؛ زیرا در سازه V-EBF بدون میل مهار SMA عمده تغییر شکل غیرخطی در لحظه فروریزش سازه به تیرهای پیوند طبقات فوقانی محدود می‌گردد؛ در حالی که با افزودن میل مهار SMA تیرهای پیوند طبقات پایین نیز دوران‌های غیرخطی قابل توجی در لحظه خرابی سازه داشته و بیش‌تر بودن طول تیر پیوند در طبقات پایین باعث می‌شود، این دوران‌ها جابجایی‌های نسبی زیادی در طبقه مربوط به خود ایجاد کند.

هدف از به کارگیری SMA کاهش جابجایی ماندگار در سازه‌ها می‌باشد؛ در این تحقیق نیز به منظور کاهش جابجایی ماندگار در سازه V-EBF از مهارهای تشکیل شده از SMA استفاده گردید. به همین دلیل نمودار تحلیل IDA برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات در سازه V-EBF مورد بررسی قرار گرفت. نمودارهای شکل (۳۸) مقدار $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات را برای سازه ۸ طبقه نشان می‌دهد.

نتایج نمودارهای شکل (۳۸) نشان می‌دهد که استفاده از میل‌مهارهای SMA در بیش‌تر رکوردهای مورد استفاده باعث کاهش قابل توجه حداکثر جابجایی نسبی ماندگار می‌گردد؛ به گونه‌ای که به جز زلزله‌های darfield و kobe که در تعدادی از $Sa(T_1)$ ها مقادیر حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در سازه V-EBF بدون میل مهار کم‌تر از سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA می‌باشد، در سایر رکوردها مقادیر حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA کم‌تر از سازه



شکل ۳۸- نمودار تحلیل IDA برای سیستم V-EBF ۸ طبقه



شکل ۳۹- نمودار تحلیل IDA برای سیستم V-EBF ۱۲ طبقه



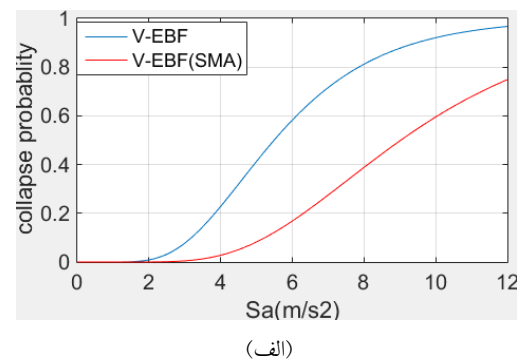
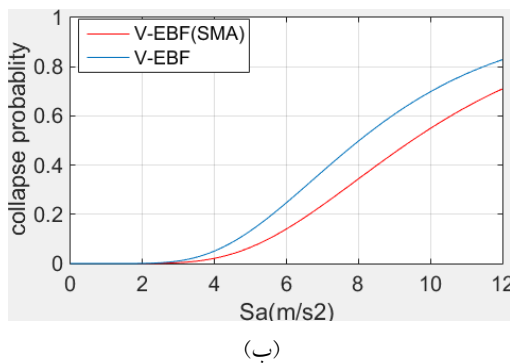
به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته شد [۱۹ و ۲۰]. تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال برای فروریزش به شرح زیر می‌باشد.

$$P_{collapse} = \Phi\left(\frac{\ln(S_T) - \ln(\widehat{S}_a)}{\beta_{tot}}\right) \quad (28)$$

که در آن S_T شتاب طیفی؛ $\widehat{S}_a$ شتاب فروریزش میانه؛ β_{tot} عدم قطعیت یا انحراف معیار و Φ تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال می‌باشد.

در این تحقیق دو عامل ناپایداری سازه و فراتر رفتن جابجایی نسبی ماندگار از مقدار ۰/۵ درصد به عنوان خرابی

سازه تلقی شد. برای هر رکورد مقدار S_a که یکی از دو مورد گفته شده را برآورده کند، مقدار S_a مربوط به آن به عنوان S_a فروریزش آن رکورد تلقی می‌شود؛ سپس میانه S_a فروریزش تمام رکوردها حساب شده و مقدار آن برابر با $\widehat{S}_a$ خواهد بود. مقدار β_{tot} نیز با فرض این که کیفیت آزمایشات انجام شده در سطح عالی بوده و با توجه به این که طراحی سازه نیز در سطح عالی انجام شده است، برابر ۰/۴۲۵ می‌باشد [۲۱]. منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده در شکل (۴۰) نشان داده شده است.



شکل ۴۰- منحنی شکنندگی سازه الف) ۸ طبقه، ب) ۱۲ طبقه

مهارهایی که بخشی از آن از SMA تشکیل شده است، می‌تواند ایده‌ای برای کاهش جابجایی ماندگار سازه باشد. به طور خلاصه با بررسی نتایج این تحقیق یافته‌های زیر حاصل گردید.

۱- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده نشان داد که استفاده از میل مهار SMA جابجایی ماندگار سازه را تا حد زیادی کاهش می‌دهد و علاوه بر این شکل جابجایی ماندگار سازه نسبت به زمانی که از میل مهار SMA استفاده نشده است، یک‌نواخت‌تر است.

۲- تحلیل IDA هم بر مبنای حداکثر جابجایی نسبی طبقات سازه انجام گرفت و نتایج نشان داد که استفاده از مهارها در اکثر موارد باعث افزایش جابجایی و شتاب طیفی مود اول آستانه فروریزش می‌گردد.

۳- تحلیل IDA بر مبنای حداکثر جابجایی نسبی ماندگار انجام گرفت و نتایج نشان داد که استفاده از مهارهای ساخته شده از SMA جابجایی نسبی ماندگار در سازه را تا حد زیادی کاهش می‌دهد. با وجود استفاده از SMA در بعضی از موارد جابجایی ماندگار در سازه مشاهده می‌شود که یکی از دلایل آن تشکیل

با توجه به نتایج بدست آمده مشاهده می‌گردد که با توجه به معیارهای در نظر گرفته شده برای خرابی سازه استفاده از مهارهای تشکیل شده از SMA احتمال خرابی سازه در اثر زلزله را کاهش می‌دهد؛ هر چند که اختلاف بین احتمال خرابی سازه V-EBF و سازه V-EBF مجهز به مهارهای SMA در ساختمان ۱۲ طبقه بیش از ساختمان ۸ طبقه می‌باشد.

۱۲- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی یکی از چالش‌های مهندسی سازه یعنی جابجایی ماندگار ساختمان‌ها پرداخته شد؛ به همین دلیل جابجایی ماندگار در سیستم‌های V-EBF بررسی گردید. V-EBF یکی از سیستم‌های لرزه‌ای کارآمد است که در آن از تیرهای پیوند قائم برای استهلاک نیروی زلزله استفاده می‌شود. قابلیت ویژه تیرهای پیوند، داشتن شکل‌پذیری و استهلاک انرژی بالا می‌باشد؛ به همین جهت استفاده از چنین سیستم‌هایی در برابر زلزله مقبولیت بالایی دارد؛ در این سیستم‌ها نیز همانند هر سیستم سازه‌ای دیگر جابجایی ماندگار یکی از مشکلات مهم می‌باشد؛ به همین دلیل بررسی سیستم‌های V-EBF که در آن از

- [6] Mazzolani, F.M., Corte, G.D. and D'Aniello, M. (2009), "Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 15, pp. 7-19.
- [7] Bouwkamp, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF)", *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 6, pp. 31-44.
- [8] ASCE/SEI-41, (2017), *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, American Society of Civil Engineers.
- [9] FEMA356, (2000), *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency.

[۱۰] نشریه ۳۶۰، (۱۳۹۲)، دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی.

- [11] Wang, B., and Zhu, S. (2018), "Cyclic tension-compression behavior of super elastic shape memory alloy bars with buckling-restrained devices", *Construction and Building Materials*, Vol. 186, pp. 103-113.

[۱۲] زهرایی، س.م. و ماهروزاده، ی. (۱۳۸۹)، "بررسی آزمایشگاهی کاربرد تیر پیوند قائم در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری دانشکده فنی، دوره ۴، شماره ۳، ص. ۳۷۹-۳۹۳.

- [13] ATC24, (1992), *Guideline for seismic testing of components of steel structures*, Applied Technology Council.

[۱۴] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۸)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.

- [15] ASCE/SEI-7, (2016), *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers.

- [16] AISC 341-16, 2016, *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction.

- [17] ASCE7-10, 2010, *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers.

- [18] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004), "Applied incremental dynamic analysis", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, pp. 523-553.

- [19] Iwata, Y., Sugimoto, H. and Kuwamura, H. (2005), "Reparability limit of steel structural buildings: study on performance-based design of steel structural buildings Part 2", *Journal of Structural Construction Engineering*, Vol.70, pp. 165-172. (In Japanese)

- [20] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, Seismological Press Beijing, China, pp. 12-17.

- [21] FEMA695, (2009), *Quantification of building seismic performances factors*, Federal Emergency Management Agency.

پلاستیسیته در بال ستون‌های طبقه اول در محل اتصال به پی می‌باشد؛ زیرا وجود لنگر زیاد در پای ستون منجر به تسلیم بال ستون در زلزله‌های شدید می‌شود.

۴- برای استفاده مناسب از SMA در مهارها، طول و سطح مقطع SMA مورد استفاده باید به گونه‌ای باشد که SMAهای مورد استفاده هم قابلیت مرکزگرایی خود تا لحظه افت مقاومت در تیر پیوند را حفظ کنند و هم سطح مقطع آنها به اندازه‌ای باشد که بتوانند تیر پیوند را به شکل اولیه خود بازگردانند.

۵- استفاده از SMA در مهارهای مورد استفاده در صورتی می‌تواند نتیجه بخش باشد که طراحی ظرفیتی سایر اجزای سازه برای حداکثر نیروهای ایجاد شده در تیر پیوند و نیروی حد مرکزگرایی در SMA انجام شود؛ در غیر این صورت استفاده از SMA تاثیر زیادی بر روی سازه نگذاشته و اگر طراحی سلسله مراتبی در سازه رعایت نشده و مفصل پلاستیک در مهاربندها یا ستون‌های میانی تشکیل شود، جابجایی ماندگاری در سازه شکل می‌گیرد که SMA نمی‌تواند آن را برطرف کند؛ زیرا SMA مورد استفاده در مهار مسئول کاهش جابجایی ماندگار تیر پیوند می‌باشد نه ستون یا مهاربند.

۶- برای سازه‌های طراحی شده منحنی شکنندگی بر مبنای جابجایی ماندگار و ناپایداری سازه به عنوان معیار فروریزش ترسیم شد و نتایج نشان داد که در صورت رعایت ضوابط لرزه‌ای استفاده از مهارهای ساخته شده از SMA منجر به کاهش احتمال خرابی سازه می‌گردد.

۱۳- مراجع

- [1] Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames", Report UCB/EERC-83/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [2] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "A study of seismically resistant eccentrically braced frame systems", Report UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [3] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames", Report UCB/EERC-87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [4] Richards, P.W. and Uang, C.M. (2006), "Testing protocol for short links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, pp. 1183-1191.
- [5] D'Aniello, M., Della Corte, G. and Mazzolani, F.M. (2006), "Seismic upgrading of RC buildings by buckling restrained braces: experimental results vs. numerical Modeling", In *Proceedings of Fifth International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Yokomaha.



- ¹ Vertical eccentrically braced frame
- ² Shape memory alloy
- ³ Incremental dynamic analysis
- ⁴ Moment resisting frame
- ⁵ Concentrically braced frame
- ⁶ Eccentrically braced frame
- ⁷ Austenite
- ⁸ Martensite
- ⁹ Zero length element
- ¹⁰ Elastic beam column element
- ¹¹ Elastic material
- ¹² Multilinear material
- ¹³ Buckling restrained braced
- ¹⁴ Non-linear beam column element
- ¹⁵ Fiber
- ¹⁶ Pacific earthquake engineering research center
- ¹⁷ Pulse like

