

## استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر در مقاوم سازی لرزه ای قابهای خرچینی

سید مهدی زهرایی

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

مهدی دهقانی رنانی

دانشجوی دکتری زلزله - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۳/۲/۱۲، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۳/۲، تاریخ تصویب ۸۴/۳/۷)

### چکیده

قاب خرچینی یکی از سیستمهای سازه‌ای رایج در کشور می باشد و تحقیقات متعدد مبین نیازمندی این سیستم به مقاوم سازی لرزه‌ای است. در این مقاله نوع خاصی از میراگرهای هیستریزیس تحت عنوان مهاربندهای کمانش ناپذیر، مورد توجه قرار گرفته و سعی شده است تا رفتار این میراگر و سیستمهای دارای آن و همچنین فرایند طراحی آنها بررسی گردد. در نهایت با استفاده از این نوع میراگر یک قاب خرچینی نیازمند به تقویت لرزه ای مقاوم سازی شده و رفتار آن تحت شتاب نگاشتهای زلزله های ناغان، طبس و نورتریج بعد و قبل از تقویت بررسی و مقایسه گردیده است. نتایج عددی نشان داد که مهاربندهای کمانش ناپذیر توانایی بالایی در طراحی لرزه ای سازه های جدید و نیز مقاوم سازی سازه های موجود دارند.

**واژه های کلیدی:** مهاربندهای کمانش ناپذیر، مقاوم سازی لرزه ای، قابهای خرچینی، اتلاف انرژی زلزله، تحلیل

تاریخچه زمانی

### مقدمه

را قابهای ساده خرچینی تشکیل می دهد. از آنجا که اتصالات خرچینی فاقد سختی و مقاومت کافی می باشند این نوع قابها توان مقابله با بارگذاری زلزله را نداشته و نیازمند تقویت لرزه ای می باشند. روشهای متفاوتی برای تقویت این قابها وجود دارد از جمله آنها می توان به مهاربندی کردن قاب و یا تقویت اتصالات آن به منظور تقویت رفتار خمشی قاب اشاره کرد. اصولا قابهای مهاربندی شده به دلیل بروز پدیده کمانش در مهاربندها از قابلیت جذب انرژی مطلوبی برخوردار نیستند و در نتیجه باید برای نیروی زلزله بالایی طراحی شوند که این امر موجب بالا رفتن حجم عملیات مقاوم سازی و هزینه های آن می گردد. از طرف دیگر تقویت خمشی اتصالات خرچینی نیز اگر چه موجب بهبود رفتار این نوع قابها می شود ولی از آنجا که تیرها و ستونهای قابهای خرچینی موجود به منظور مقابله با لنگرهای ناشی از زلزله طراحی نشده اند تقویت اتصالات به تنهایی کفایت نمی کند و در نتیجه هزینه مقاوم سازی از این روش نیز بسیار زیاد

امروزه استفاده از میراکننده های انرژی در سازه ها به منظور اتلاف انرژی زلزله مورد توجه فراوان قرار گرفته است. مزیت اصلی استفاده از میراگرها، جذب انرژی زلزله در اجزایی مجزا از قاب سازه ای می باشد. این امر منجر به کاهش آسیبهای سازه اصلی در هنگام وقوع زلزله می گردد. در میان انواع مختلف میراگرها، میراگرهای هیستریزیس به علت هزینه کم، قابلیت اطمینان بالا و فقدان اجزاء مکانیکی در آن از جایگاه ویژه ای برخوردار می باشند.

در ابتدا فقط به منظور بهبود بخشیدن به رفتار سازه هایی که قبلا تحت بار جانبی قرار گرفته اند و نیاز به مقاوم سازی دارند از میراگرهای غیر فعال استفاده می گردید. اما از آنجا که رفتار سازه های دارای سیستم میراگرهای غیر فعال رفتاری پایدار و قابل پیشبینی می باشد، مدتی است که در فرایند طراحی لرزه ای نیز، حضور این میراگرها بیشتر شده است.

تعداد زیادی از سیستمهای سازه ای موجود در ایران

کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه می باشد. این امر با پوشاندن سراسر طول هسته فولادی در لوله فولادی پر شده با بتن یا ملات میسر می گردد. در این سیستم نیاز به فراهم آوردن یک سطح لغزش یا لایه ناپیوستگی بین هسته فلزی و بتن محصور کننده وجود دارد (شکل ۲).

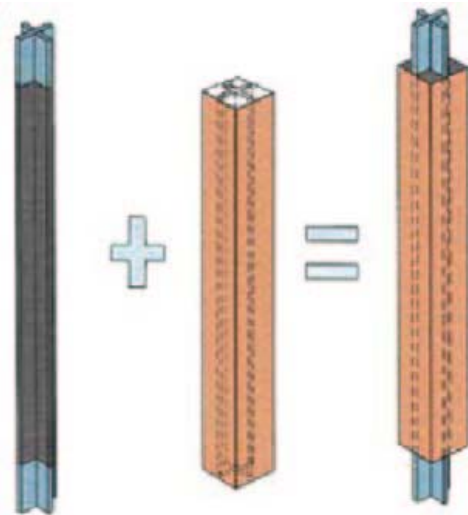


شکل ۲: هسته مرکزی با یک لایه لغزنده از بتن یا مصالح دیگر موجود در غلاف مجزا می شود. [۱۵].

هدف از این امر آن است که نیروی مهاربندی فقط توسط هسته فولادی تحمل شود. مصالح و هندسه لایه لغزشی مذکور باید به گونه ای طراحی و ساخته شود که امکان حرکت نسبی بین هسته فولادی و بتن که به سبب وجود برش و اثر پواسون ایجاد می گردد، فراهم شود و در نتیجه ضمن جلوگیری از کمانش موضعی هسته، امکان تسلیم آن در حالت بارگذاری فشاری فراهم شود. بتن و محفظه لوله ای شکل فولادی سختی و مقاومت خمشی لازم را برای جلوگیری از کمانش کلی مهاربند فراهم آورده و امکان تحمل بار توسط هسته فولادی را تا حد تسلیم بدون آنکه کاهش در سختی و مقاومت مهاربند طی چرخه های بارگذاری ایجاد گردد - فراهم می آورد. همچنین بتن و محفظه فولادی از کمانش موضعی هسته جلوگیری می کند. رفتار چرخه ای غیر الاستیک این مهاربندها با انجام آزمایشهای زیادی بررسی شده است. [Watanabe 1989, Clark 2000, Iwata 2000, Kamura 2000] این آزمایشات که با مطالعات اجزاء محدود نیز همخوانی داشت [Saeki 1996] نشان داد که برخلاف مهاربندهای معمول چرخه های هیستریزس پایدار در کشش و

خواهد بود. استفاده از میراگرها از آنجا که به علت قابلیت اتلاف انرژی بالا در آنها میزان نیاز به تقویت دیگر اجزای سازه را کاهش می دهد می تواند مورد توجه باشد.

در این مقاله نوع خاصی از میراگرهای هیستریزس تحت عنوان مهاربندهای کمانش ناپذیر<sup>۱</sup>، مورد توجه قرار گرفته و سعی شده است تا رفتار این میراگر و سیستمهای دارای آن و همچنین فرایند طراحی آنها بررسی گردد و در نهایت با استفاده از این نوع میراگر یک قاب خرجینی نیازمند به تقویت لرزه ای، مقاوم سازی شده و رفتار آن تحت شتاب نگاشتهای زلزله های ناغان، طیس و نورتریج بعد و قبل از تقویت بررسی گردیده است.

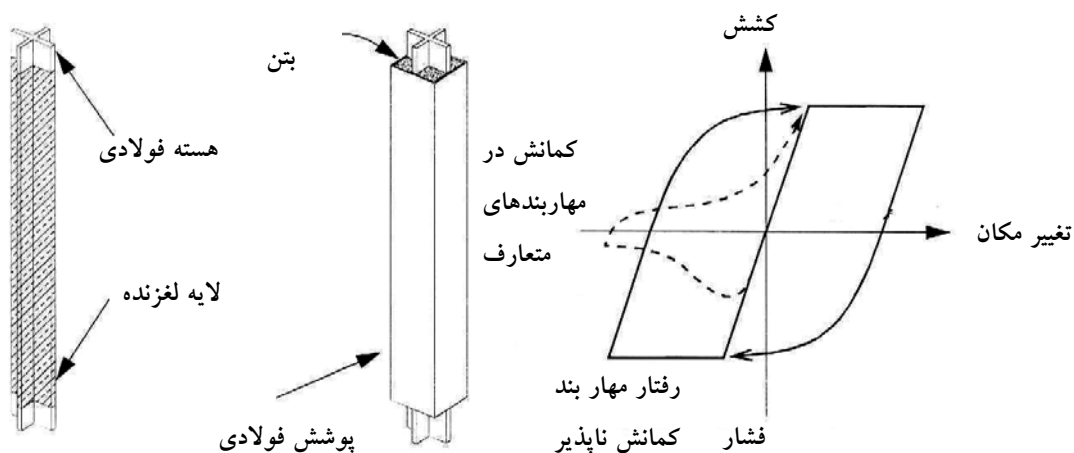


شکل ۱: مهاربند کمانش ناپذیر [۱۵].

## مبانی

بسیاری از نقایص رفتاری مهاربندهای همگرای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت این مهاربندها تحت بارگذاری چرخه ای می باشد. از این رو تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستو - پلاستیک ایده آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم آید. روشی که مد نظر قرار گرفت عبارت بود از محصور سازی یک هسته فلزی شکل پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غشای فلزی در بر گرفته شده است [watanabe 1989] (شکل ۱).

مبنای اصلی عملکرد این میراگر، جلوگیری از وقوع



شکل ۳: رفتار و مشخصات مهار بند کمانش ناپذیر [۶].

سیستم کمانش ناپذیر وجود ندارد.

### طراحی

از آنجا که اساس عملکرد میراگرهای هیستریزیس تغییر شکلهای پلاستیک ایجاد شده در فولاد می‌باشد، مبانی طراحی سازه‌های دارای سیستم مهاربندهای کمانش ناپذیر مشابه با مبانی طراحی قابهای دارای مهاربندی خارج از محور می‌باشد. بنابراین از روش استاتیک معادل دربرآورد نیروی طراحی قابهای دارای مهاربندی خارج از محور که در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه گردیده است می‌توان در برآورد نیروی طراحی قابهای دارای این سیستم استفاده نمود.

بعد از تعیین بارهای وارد بر سازه و تحلیل قاب تحت آنها، مقدار نیروی ایجاد شده در مهاربندها  $P_{br}$  مشخص می‌شود. بنابراین سطح مقطع مورد نیاز برای ناحیه تسلیم شونده مهاربند برابر است با

$$A'_{br} = \frac{P_{br}}{1.25 \times 0.6F_Y} \alpha \quad (1)$$

که  $\alpha$  را بین یک و نسبت مقاومت نهایی به حداکثر بار ناشی از تحلیل در اعضایی که بار مهاربند به آنها منتقل می‌شود (مانند ستونها) می‌توان در نظر گرفت. مقادیر بزرگتر این ضریب، سختی و قابلیت جذب انرژی سیستم را بالا می‌برد.  $F_Y$  برابر با مقاومت تسلیم هسته فولادی

فشار حاصل می‌گردد (شکل ۳) و در نتیجه ظرفیت بالایی برای جذب انرژی زلزله در سازه ایجاد می‌گردد. رفتار قابهای دارای مهاربندهای کمانش ناپذیر به رغم مشابهت ظاهری، تفاوت زیادی با قابهای دارای مهاربندهای متداول هم محور دارد. در سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر حلقه‌های هیستریزیس از نوع پایدار بوده و طی چرخه‌های بارگذاری و باربرداری متعدد، افت در مقاومت و سختی سیستم مشاهده نمی‌شود. در حالی که تحقیقات دو دهه اخیر نشان می‌دهد که در سیستم مهاربندهای هم محور این مهاربندها در مود فشاری دچار کمانش کلی می‌شوند و در نتیجه سیستم دچار زوال در مقاومت و سختی می‌گردد و در واقع پایین افتادگی منحنی هیستریزیس را موجب می‌شود (شکل ۳). همچنین در مود کششی، جزئیات اتصالات مهاربند دچار وضعیت بحرانی می‌شود. به عبارت دیگر با استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر شکلپذیری بالا می‌رود و مود شکننده موجود در سیستم مهاربندهای هم محور به مود شکل پذیر تبدیل می‌گردد. مقدار نیروی طراحی حاصل از روش استاتیک معادل در این سیستم هم محور متداول به میزان قابل توجهی بیش از سیستم مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد که باعث غیر اقتصادی بودن آن در مقایسه با سیستم مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌گردد. در مقایسه با سیستم مهاربندهای ۷ و ۸ نیز باید گفت نیروی نامتعادل وارد بر تیر در سیستم مهاربندهای ۷ و ۸ در

می باشد (شکل ۴)، با استفاده از این میراگر تقویت گردیده است (شکل ۵).

فاصله از قابهای مجاور سه متر است و بار مرده و زنده وارد بر هریک از سقفها به ترتیب برابر ۷۰۰ و ۲۰۰ کیلو گرم بر متر مربع می باشد. اتصال ستونها به پی از نوع گیردار بوده و اتصال تیرها به ستون از نوع خرچینی است. نبشیهها از شماره  $L100*100*10$  و به طول ۱۶۰ سانتیمتر می باشد. قاب خرچینی با استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر که سطح مقطع آنها بر اساس نیروی حاصل از آئین نامه ۲۸۰۰ (ضریب رفتار مشابه قابهای دارای مهاربند خارج از محور برابر ۸ در نظر گرفته شده است) و روش طراحی مذکور در قسمت ۳ به ترتیب از طبقه اول تا سوم برابر با  $4/85$  و  $4/90$  و  $2/94$  سانتیمتر مربع محاسبه گردیده است، مقاوم شده است (با فرض  $\alpha=1$ ).

به منظور بررسی رفتار قاب، قبل و بعد از مقاوم سازی این دو قاب با استفاده از نرم افزار تحلیلگر ANSYS 5.4 مدل گردیده اند و با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مادی و هندسی، تحت مولفه افقی شتاب نگاشتهای مقیاس شده زلزله های ناغان، طبس و نورتریج تحلیل گردیده اند. شتابنگاشت این زلزله ها با فرض شتاب ماکزیمم آن ها برابر با  $PGA=0.5g$  مقیاس گردیده است. به علت آنکه اتصالات خرچینی دارای رفتار غیر خطی لنگر - دوران می باشند به منظور انجام یک تحلیل دقیق غیر خطی نیاز به تعیین منحنی رفتاری این اتصال می باشد به این دلیل با استفاده از نرم افزار ANSYS 5.4 اتصال خرچینی مذکور مدل سازی و تحلیل گردیده است. این مدل و منحنی لنگر - دوران حاصل از تحلیل آن در شکل های (۶) و (۷) مشاهده می گردد. سپس با استفاده از قابلیت های نرم افزار مذکور منحنی لنگر - دوران اتصال به طور دقیق به صورت یک فنر غیر خطی مدل گردیده است.

### نتایج تحلیل غیر خطی قاب خرچینی

تحلیل قاب خرچینی ساده تحت مولفه افقی شتاب نگاشتهای مقیاس شده زلزله های ناغان، طبس و نورتریج نشان داد که این قاب توان مقابله با بار زلزله مذکور را دارا نمی باشد و به علت تشکیل مفاصل پلاستیک متعدد در

مهاربندی می باشد. ضریب  $1/25$  به علت در نظر گرفتن پدیده سخت شوندگی کرنشی در فولاد می باشد. به عبارت دیگر سایر اجزای قاب باید به گونه ای طراحی گردند که در حالت نهایی نیز در محدوده الاستیک باقی بمانند. زیرا به سبب افزایش نیروی مهاربندهای کمانش ناپذیر در اثر پدیده سخت شوندگی کرنشی فولاد، مقدار نیروی ایجاد شده در این مهاربندها در حالت نهایی بیش از مقاومت تسلیم آنها خواهد بود. بنابراین با در نظر گرفتن این ضریب از عدم تسلیم سایر اجزاء قاب تا پایان رخداد زلزله اطمینان خاطر کسب می گردد.

چون سطح مقطع هسته مرکزی به میزان قابل توجهی از سطح مقطع ناحیه انتهایی اتصال کوچکتر است، اکثر تغییر مکانهای الاستیک و همچنین پلاستیک در این ناحیه رخ می دهد. با توجه به این امر سختی محوری هر مهاربند کمانش ناپذیر برابر است با:

$$K_{br} = \frac{EA'_{br}}{L'_{br}} \quad (2)$$

$L'_{br}$  طول هسته مرکزی و  $E$  مدول الاستیسیته مصالح فولادی هسته می باشد.

همچنین کرنش محوری ناحیه تسلیم شونده برابر است با

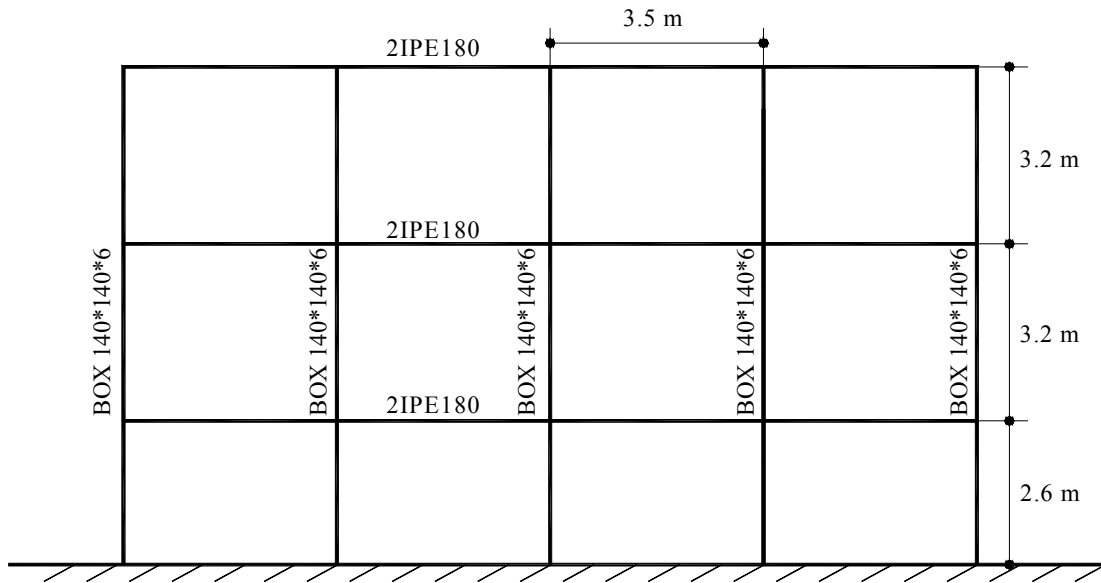
$$\varepsilon_{br} = \frac{\delta_{br}}{L'_{br}} \quad (3)$$

که  $\delta_{br}$  تغییر شکل محوری مهاربند می باشد.

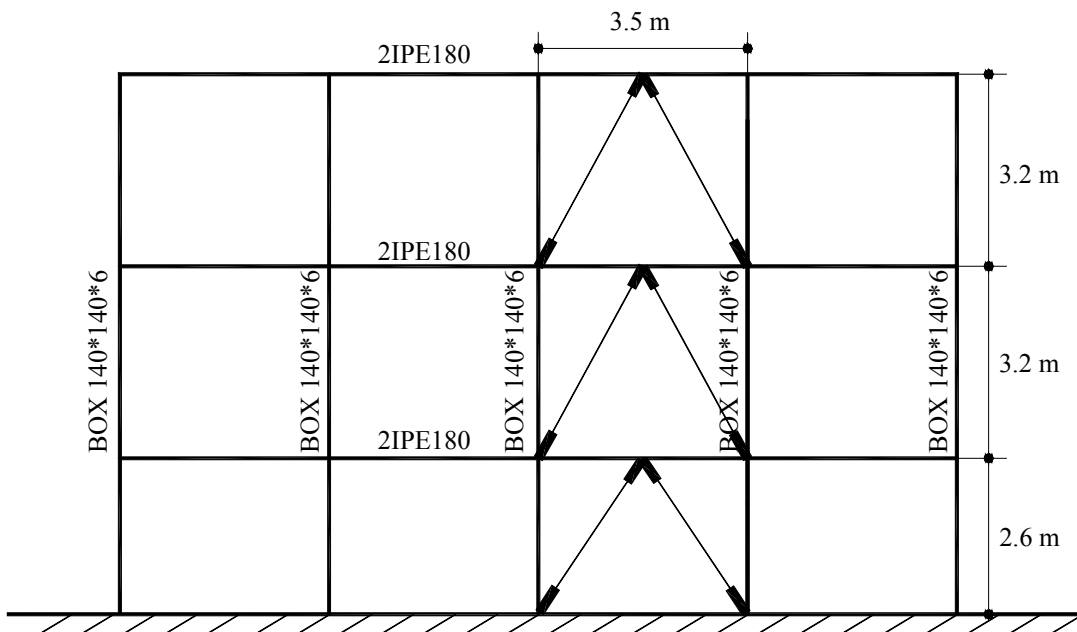
می توان با کاهش  $L'_{br}$  بر مقدار سختی مهاربند افزود و در نتیجه از مقدار تغییر مکان نسبی طبقه کاست. همانطور که رابطه ۲ نشان می دهد این امر مستقل از مقاومت مهاربند صورت می گیرد. این خصوصیت از این نظر که به طراح آزادی عمل زیادی می دهد، بسیار قابل توجه می باشد. همچنین امکان انتخاب مقاومت فولاد و سطح مقطع مهاربند نیز بر آزادی عمل طراح می افزاید (معادلات ۱ و ۲).

### مقاوم سازی قاب خرچینی

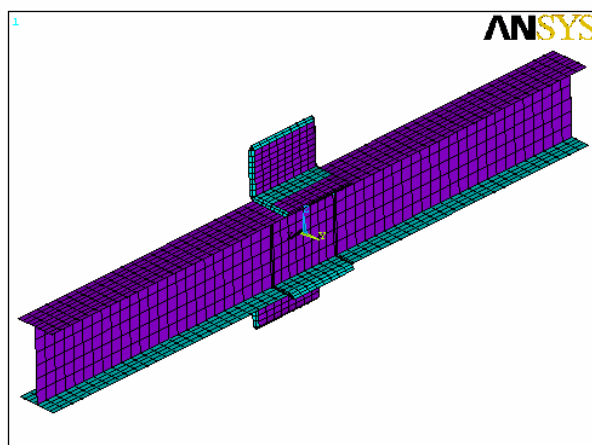
به منظور بررسی رفتار مهاربند کمانش ناپذیر، یک قاب خرچینی سه طبقه که در برابر زلزله آسیب پذیر



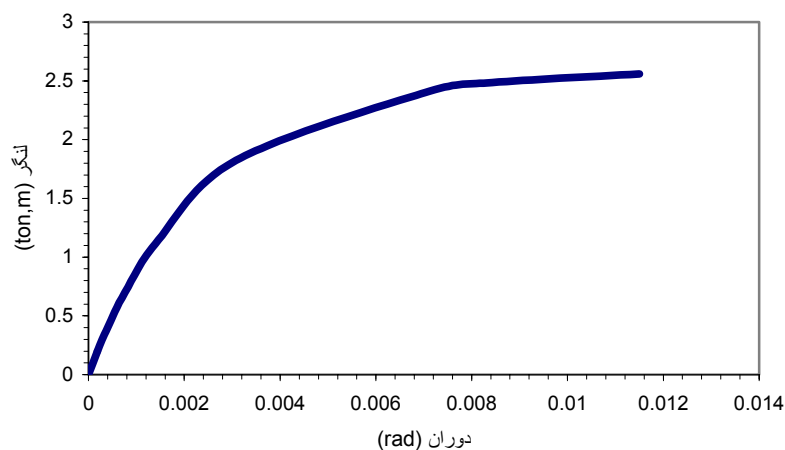
شکل ۴: قاب خرچینی نیازمند به مقاوم سازی.



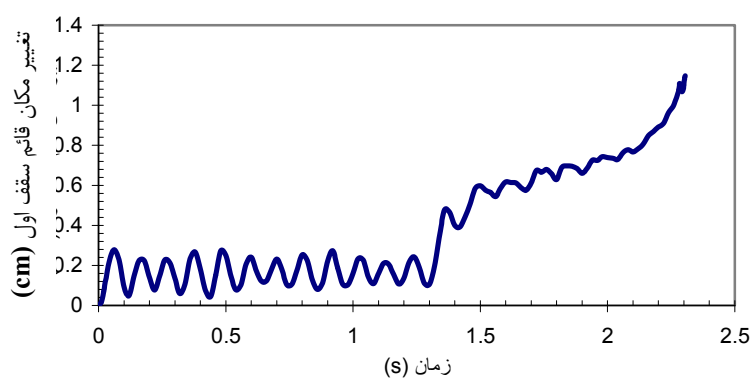
شکل ۵: قاب خرچینی مقاوم شده با میراگرهای هیستریزیس.



شکل ۶: مدل اجزا محدود اتصال خرچینی.



شکل ۷: منحنی لنگر - دوران اتصال خرچینی حاصل از تحلیل اجزا محدود.



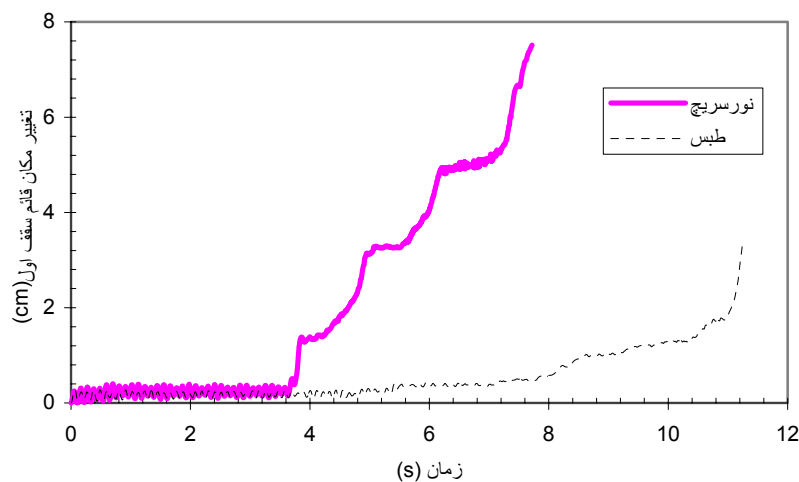
شکل ۸: تغییر مکان قائم سقف اول در اثر مولفه افقی شتاب نگاشت زلزله ناغان.

(۱۲) منحنی تغییر مکان افقی قاب خرچینی ساده از زمان شروع زلزله تا زمان فروریزش قاب مشاهده می شود. در شکل (۱۳) منحنی برش پایه - تغییر مکان افقی سقف طبقه اول قاب خرچینی ساده تحت شتابنگاشت

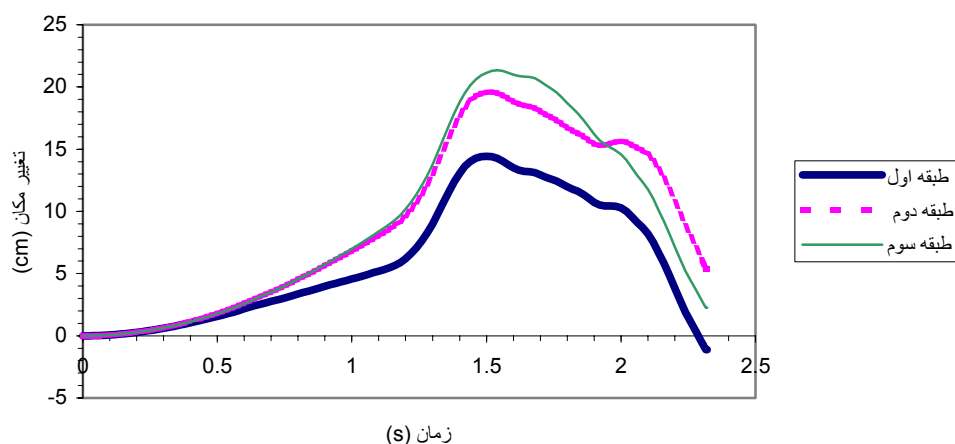
ستونهای قاب و همچنین سختی کم قاب که تشدید کننده پدیده  $P-\Delta$  می باشد در زمان ۲/۳۲ ثانیه از آغاز زلزله دچار فروریزش گردید. در شکل‌های (۸) و (۹) این پدیده به وضوح مشاهده می‌گردد. در شکل‌های (۱۰) تا

تغییر مکان قاب کاهش پیدا نکرده است. علت این امر بروز ناپایداری و در نهایت فروریزش قاب می‌باشد. نتایج تحلیل غیرخطی نشان می‌دهد که قاب خرجینی مقاوم شده، قادر به تحمل نیروی زلزله می‌باشد. در شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) تغییر مکان نسبی افقی ایجاد شده در مدت زلزله در هر یک از طبقات قاب خرجینی مشاهده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود تغییر مکانهای ماندگار در تمام طبقات وجود دارد، این امر مبین کارکرد میراگرها در تمام طبقات است.

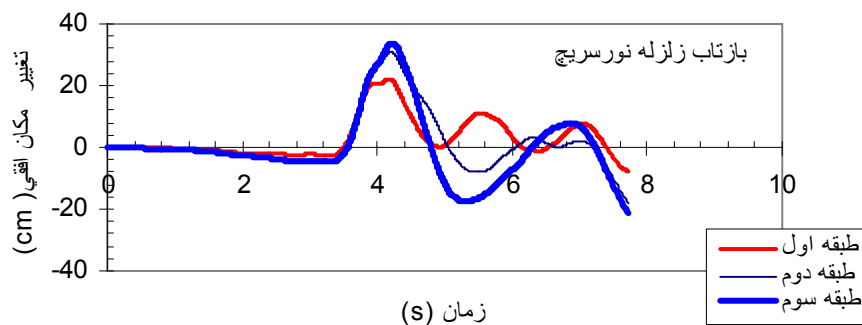
زلزله ناغان مشاهده می‌شود. قاب خرجینی ساده به علت سختی کم آن از پیوند بالایی برخوردار است لذا در ثانیه ۲/۳۲ از آغاز زلزله هنوز یک چرخه کامل را طی نکرده است. به علت سختی کم، این قاب موفق به جذب برش پایه کمی گردیده است که حداکثر آن به ۴۵۰۰ کیلوگرم رسیده است. تغییر مکان حد اکثر پیش از فروریزش در طبقه اول قاب برابر با ۱۴ سانتیمتر گردیده است. در ناحیه انتهایی منحنی مشاهده می‌شود که با وجود کاهش مقدار برش پایه از ۳۰۰۰ کیلوگرم به ۲۲۵۰ کیلوگرم



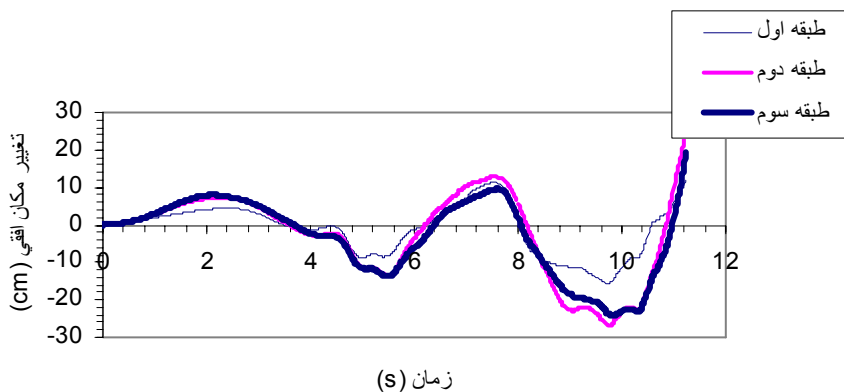
شکل ۹: تغییر مکان قائم سقف اول در اثر مولفه افقی شتاب نگاشت زلزله های نورتریج و طیس.



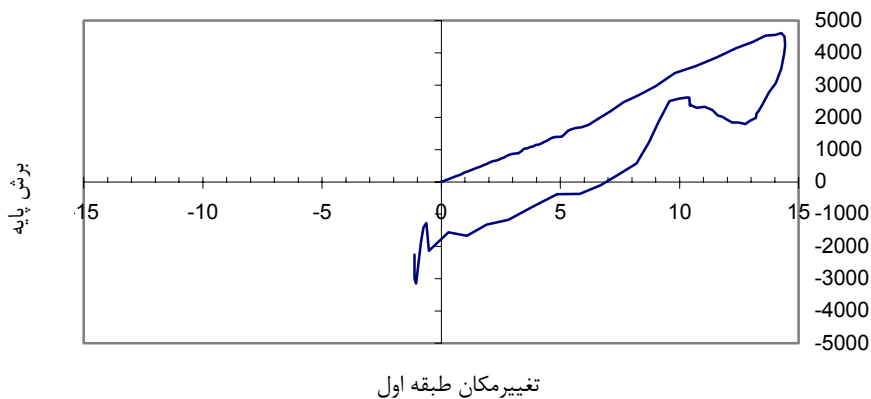
شکل ۱۰: تغییر مکان افقی قاب خرجینی ساده از آغاز زلزله تا هنگام فروریزش تحت زلزله ناغان.



شکل ۱۱: تغییر مکان افقی قاب خرجینی ساده از آغاز زلزله تا هنگام فروریزش تحت زلزله نورتریچ.

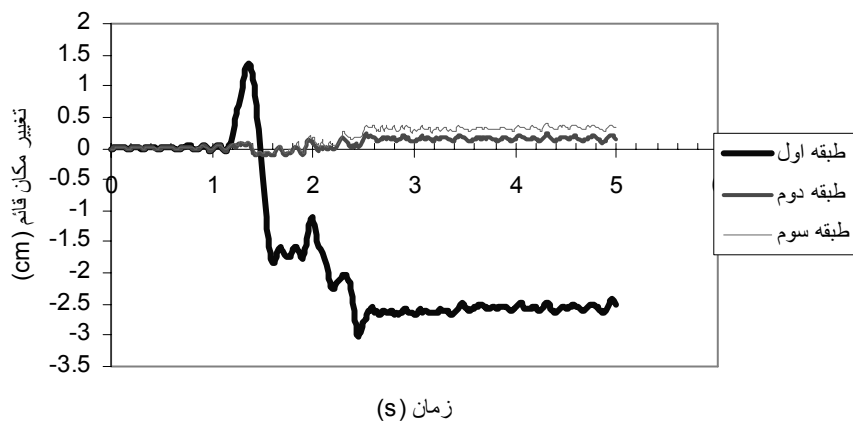


شکل ۱۲: تغییر مکان افقی قاب خرجینی ساده از آغاز زلزله تا هنگام فروریزش تحت زلزله طبس.

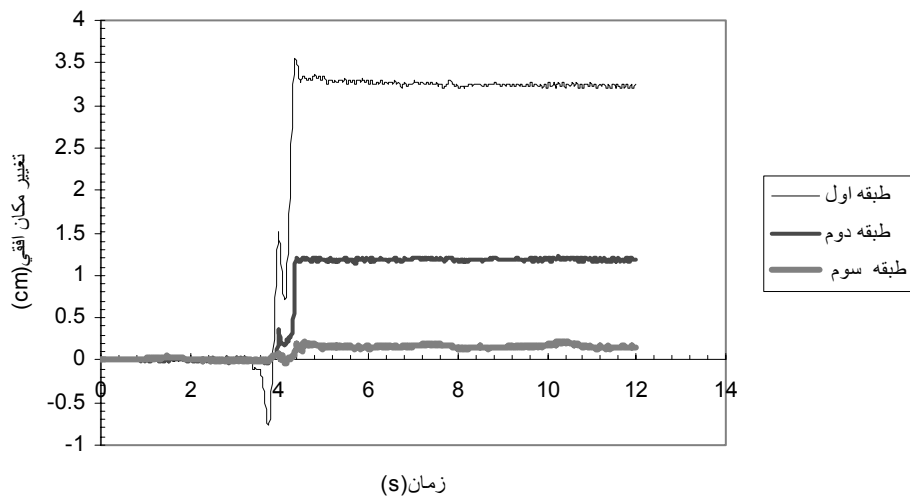


شکل ۱۳: منحنی برش پایه - تغییر مکان افقی طبقة اول قاب خرجینی ساده تحت زلزله ناغان.

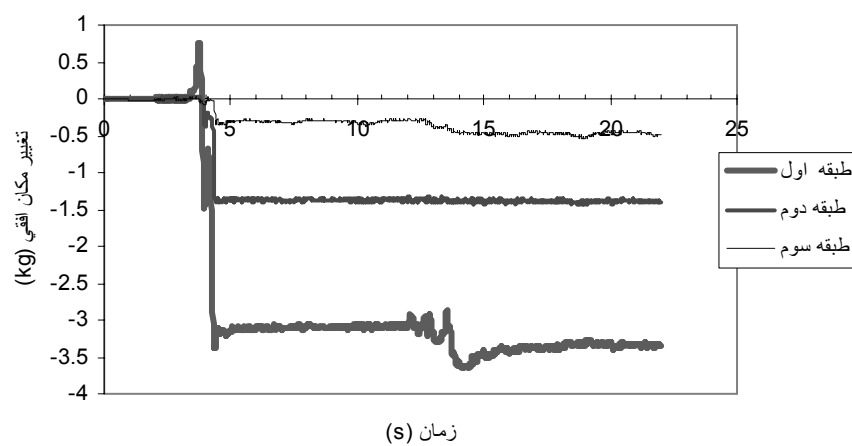




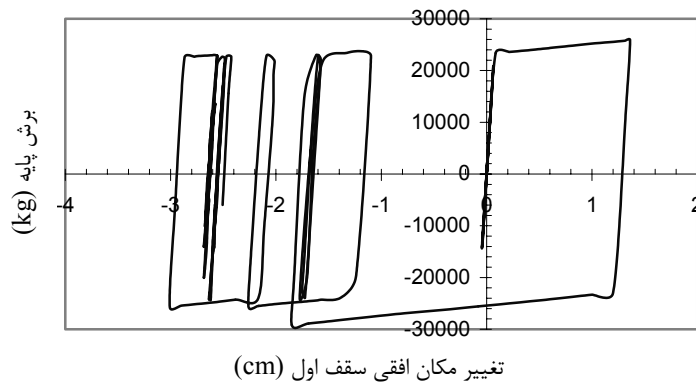
شکل ۱۴: تغییر مکان نسبی ایجاد شده در هر یک از طبقات قاب خرجینی مقاوم شده در مدت زلزله ناغان.



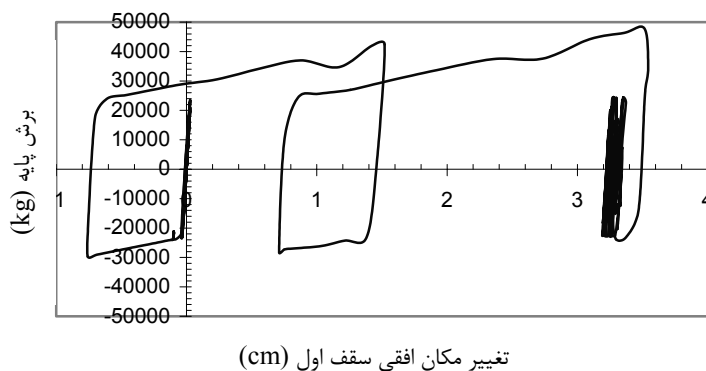
شکل ۱۵: تغییر مکان نسبی ایجاد شده در هر یک از طبقات قاب خرجینی مقاوم شده در مدت زلزله نورتریج.



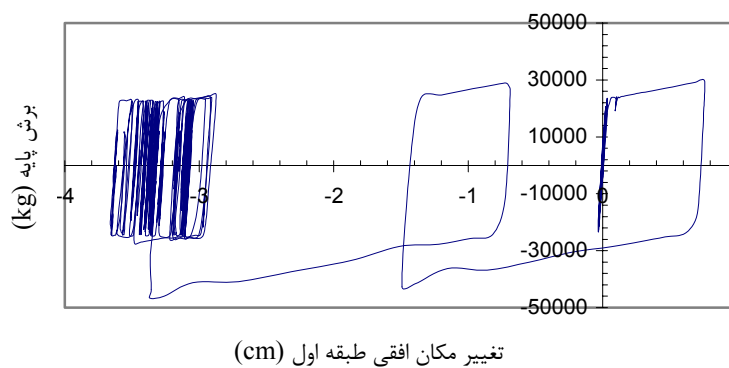
شکل ۱۶: تغییر مکان نسبی ایجاد شده در هر یک از طبقات قاب خرجینی مقاوم شده در مدت زلزله طیس.



شکل ۱۷: منحنی برش پایه - تغییر مکان طبقه اول قاب خرچینی مقاوم شده تحت زلزله ناغان.



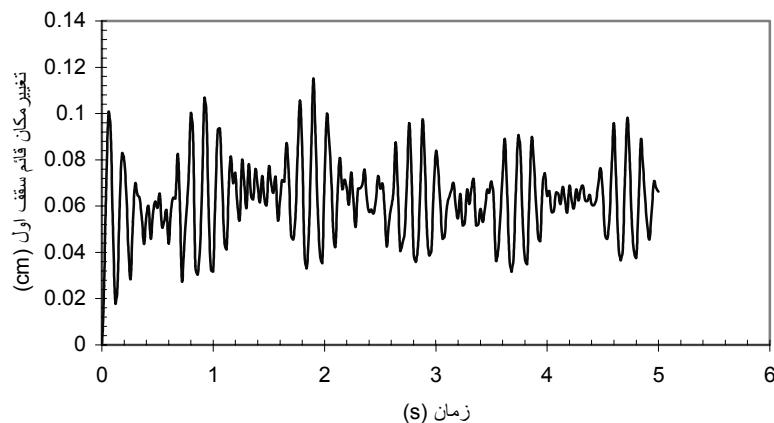
شکل ۱۸: منحنی برش پایه - تغییر مکان طبقه اول قاب خرچینی مقاوم شده تحت زلزله نورتریج.



شکل ۱۹: منحنی برش پایه - تغییر مکان طبقه اول قاب خرچینی مقاوم شده تحت زلزله طیس.

زوالی در سختی و مقاومت قاب مشاهده نمی شود. این امر مبین رفتار لرزه‌ای مناسب قاب می باشد. در شکل (۲۰) منحنی تغییر مکان قائم سقف طبقه اول تحت زلزله ناغان مشاهده می شود که مبین پایداری قاب خرچینی بعد از مقاوم سازی می باشد.

در شکل‌های (۱۷) تا (۱۹) منحنی برش پایه - تغییر مکان طبقه اول قاب خرچینی مقاوم شده تحت زلزله های مختلف مشاهده می شود. همان طور که در شکل مشاهده می شود، پدیده تسلیم و اتلاف انرژی توسط میراگرها به وضوح دیده می شود. این منحنیها چرخه‌های پایدار هیستریزیس را نشان می‌دهد و هیچگونه



شکل ۲۰: منحنی تغییر مکان قائم سقف طبقه اول قاب خرجینی مقاوم شده تحت زلزله ناغان.

مهاربندهای مذکور این قاب خرجینی آسیب پذیر، در برابر بارگذاری زلزله محاسبه و مقاوم سازی گردید. حسن مقاوم سازی به این روش در مقایسه با تبدیل قاب به یک قاب خمشی، حجم مقاوم سازی کمتر به ویژه عدم نیاز به تقویت تیرهای خرجینی و در مقایسه با مهاربندهای هم محور متعارف ظرفیت شکلپذیری بیشتر می باشد. در نهایت رفتار این قاب خرجینی بعد از مقاوم سازی تحت شتاب نگاشت مقیاس شده زلزله های ناغان، طیس و نورتریج با استفاده از یک تحلیل غیر خطی بررسی گردید. تحلیل های مذکور نشان داد که این سیستم توانایی بالایی در طراحی لرزه ای سازه های جدید و همچنین مقاوم سازی سازه های موجود دارد و روش طراحی بیان گردیده برای مهاربندهای کمانش ناپذیر جوابگو بوده است.

## نتیجه گیری

در این مقاله به بررسی مهاربندهای کمانش ناپذیر پرداخته شد و ضمن نگاهی به مبانی آن، روش طراحی آن با استفاده از نیروهای حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ بیان گردید. سپس با مدل سازی یک اتصال خرجینی رفتار غیر خطی لنگر- دوران این اتصال تعیین گردید و قاب خرجینی دارای اتصال مذکور مورد تحلیل غیر خطی تحت شتاب نگاشتهای مقیاس شده زلزله های ناغان، طیس و نورتریج قرار گرفت. نتایج تحلیل نشان داد که به علت سختی و مقاومت کم اتصال خرجینی، این قاب در اثر تغییر مکانهای جانبی زیاد و تشدید پدیده  $P-\Delta$  و همچنین تشکیل مفصل پلاستیک در محل پای ستونها دچار فروریزش می گردد. در نهایت با استفاده از

## مراجع

- ۱ - دهقانی، م. "پایان نامه کارشناسی ارشد در بررسی نظری و تجربی اتصالات ساده و خمشی تیرهای خرجینی به ستون". ارائه جزئیات یک اتصال گیردار جدید، دانشگاه تهران، (۱۳۷۹).
- ۲ - مزروعی، ع. و مصطفایی، ح. "بررسی تجربی روشهای نوین اتصالات خرجینی تحت اثر بارگذاری چرخه ای". تازه های ساختمان و مسکن، شماره ۱۴، پاییز (۱۳۷۸).
- ۳ - مقدم، ح. "خواص مکانیکی اتصالات خرجینی". دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۷۴).
- ۴ - صادقیان، پ. و مقدم، ح. "پایان نامه کارشناسی ارشد در بررسی اتصالات خرجینی". دانشگاه صنعتی شریف، پاییز (۱۳۷۸).
- 5 - Watanabe, A. et al. (1989). "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube." *Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 9WCEE Organizing Committee, Japan Assn. for Earthquake Disaster Prevention, Tokyo, Vol. IV, PP. 719-724, Paper 6-7-4.

- 6 - Clark, P., Aiken, I. Kasai, K. (1999). "Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices." *Proceedings, 68th Annual Convention*, Santa Barbara, California Structural Engineers Association of California.
- 7 - Watanabe, A. (1996). "Some damage control criteria for a steel building with added hysteresis damper." *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering [Proceedings]*, Pergamon, Elsevier Science Ltd., Disc 1, No. 449.
- 8 - Saeki, E., Iwamatu, K. and Wada, A. (1996). "Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces." *Journal of Structural and Construction Engineering (Trans. of AIJ)*, Vol. 484, PP. 111-120.
- 9 - Saeki, E., et al. (1996). "Analytical study on unbonded braces fixed in a frame (in Japanese)." *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 489, PP. 95-104.
- 10 - Clark, P., et al. (2000). "Large-scale testing of steel unbonded braces for energy dissipation." *Advanced Technology in Structural Engineering: Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition*, May 8-10, 2000, Philadelphia, Pennsylvania, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- 11 - Kamura, H., Katayama, T., Shimokawa, H. and Okamoto, H. (2000). "Energy dissipation characteristics of hysteretic dampers with low yield strength steel." *Proceedings, U.S.-Japan Joint Meeting for Advanced Steel Structures*, Building Research Institute, Tokyo.
- 12 - Iwata, M., Kato, T. and Wada, A. (2000). "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers." *Behavior of Steel Structures in Seismic Areas: STESSA 2000*, Balkema, PP. 33-38.
- 13 - Tehranizadeh, M. (2000). *Behavior of Friction Damping on Semi-Rigid "KHORJINEE" Steel Framing Connection*, 12<sup>th</sup> World Conference on earthquake engineering, Auckland New Zealand.
- 14 - Wakabayashi, Mi. (1986), *Design of Earthquake-Resistant Buildings*.
- 15 - [http:// www.deicon.com/vib\\_tutorial/act\\_vib2\\_pdf.pdf](http://www.deicon.com/vib_tutorial/act_vib2_pdf.pdf).

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1 – Buckling-Resistant Unbonded Brace