

مطالعه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر

امیر حسین سلمان پور¹، فریدون اربابی²

1- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

2- استاد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

a.salmanpour@iiees.ac.ir

(دریافت مقاله: آبان 1386، پذیرش مقاله: آذر 1387)

چکیده - در این مقاله رفتار لرزه‌ای نمونه سازه مهاربندی شده کمانش ناپذیر شش طبقه در سطوح مختلف خطر با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مطالعه می‌شود. نخست این مهاربندها به اختصار معرفی و مزایا و معایب آنها مرور می‌گردد. سپس به مسائلی نظیر نیاز لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر در سطوح مختلف خطر و نحوه توزیع آن در سازه، ارزیابی مقدماتی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر، اثر زمین لرزه حوزه نزدیک بر رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده کمانش ناپذیر می‌پردازیم. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر عموماً عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوبی دارند؛ هرچند نگرانی‌هایی در باره عملکرد آنها در زمین‌لرزه‌های کوچک و متوسط وجود دارد.

کلید واژگان: مهاربندهای کمانش تاب، قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر، رفتار لرزه‌ای، زلزله‌های حوزه نزدیک

1- مقدمه

جهان افزایش یافته است. گرچه پس از تحقیقات گسترده گروه SAC درباره علتهای این خسارتها، راه‌حل‌های مناسبی برای برطرف ساختن مشکلات قاب‌های خمشی پیشنهاد شد [1-4]؛ اما با وجود این از کاربرد مهاربندهای همگرا کاسته نشده است. از سوی دیگر، آسیب‌هایی که در برخی از زمین‌لرزه‌های اخیر، مانند زمین‌لرزه‌های Mexico (1985)، Loma Prieta (1989)، Northridge (1994)، Kobe (1995) به قابهای

یکی از متداول‌ترین سیستم‌ها برای مقابله با بارهای لرزه-ای در سازه‌های فولادی، مهاربندی همگرا است که استفاده از آن به دلایل اقتصادی و طراحی و اجرای آسان رواج روزافزونی یافته است. تمایل مهندسان به استفاده از این سیستم، پس از زمین‌لرزه Northridge (1994) و خسارت‌های غیر منتظره‌ای که در جریان آن به قاب‌های خمشی فولادی وارد آمد، به طور چشمگیری در سراسر

مهاربندی شده همگرای متداول وارد شده، نگرانی‌های زیادی را درباره عملکرد لرزه‌ای این سیستم ایجاد کرده است [5-8].

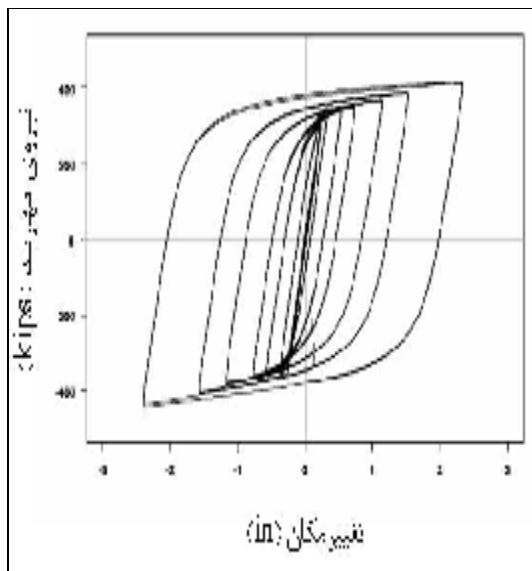
رفتار چرخه‌ای مهاربندهای متداول به دلیل کمانش مهاربند در فشار، بسیار نامنظم و ناپایدار بوده و زوال زیادی را در مقاومت نشان می‌دهد. به دلیل رفتار چرخه‌ای پیچیده این مهاربندها، توزیع واقعی نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها در قاب‌های مهاربندی شده با آنچه که به وسیله روش‌های متداول طراحی پیش‌بینی می‌شود، بسیار متفاوت است [9]. از سوی دیگر ملاحظات اجرایی معمولاً به طرحهایی منجر می‌شود که در آنها ظرفیت مهاربندهایی که برای برخی طبقات انتخاب شده بسیار بیشتر از نیاز لرزه‌ای آنها می‌باشد؛ در حالی که در طبقات دیگر، ظرفیت مهاربندها به نیاز لرزه‌ای آنها بسیار نزدیک است. این دو عامل به همراه کاهش شدید مقاومت مهاربندها در مرحله پس‌کمانشی، باعث تمرکز خسارت در برخی از طبقات و در نتیجه افزایش نیاز لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها در طبقات مذکور می‌شود. چنین نیاز لرزه‌ای معمولاً در طراحی سازه پیش‌بینی نشده و در اکثر موارد بیش از ظرفیت لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها است [10]. در حال حاضر مهمترین نگرانی در باره مهاربندهای متداول گسیختگی آنها بر اثر خستگی سیکل کم است. گسیختگی مهاربندهای متداول بر اثر خستگی، در زمین لرزه‌های گذشته و در آزمایش‌ها بسیار مشاهده شده است [10,11]. مطالعات گذشته نشان داده است که احتمال فروریزش قاب‌های مهاربندی شده همگرای متداول در زمین‌لرزه‌هایی با احتمال وقوع 2 درصد در 50 سال، به دلیل گسیختگی مهاربندها بر اثر خستگی، بیش از 30 درصد است [11].

در دو دهه گذشته تلاش‌های زیادی برای ارتقای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا انجام شده که مهمترین آنها ایجاد سیستم مهاربندی کمانش‌ناپذیر است. در این سیستم از مهاربندهای ویژه‌ای استفاده می‌شود که در فشار کمانش نمی‌کنند. این مهاربندها که مهاربندهای کمانش ناپذیر یا کمانش تاب نامیده می‌شوند، می‌توانند هم در کشش و هم در فشار (بدون کمانش) جاری شوند. استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب به جای مهاربندهای متداول، علاوه بر بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، موجب صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در هزینه‌های ساخت می‌شود. عوامل فوق موجب شده که تمایل به استفاده از این مهاربندها در ساخت و سازها افزایش روزافزونی یابد. پیش‌بینی می‌شود که این سیستم در آینده سهم زیادی از ساخت و سازها را به خود اختصاص دهد.

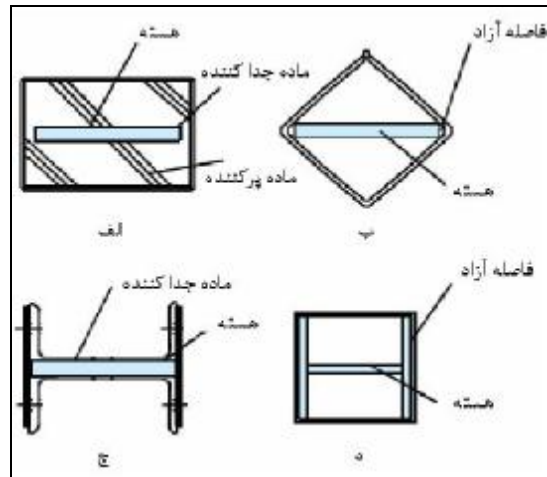
2- مهاربندهای کمانش تاب

از آنجا که کمانش مهاربندها در فشار، عامل اصلی عملکرد نامطلوب قاب‌های مهاربندی شده همگرای متداول است؛ تحقیقات بسیاری به منظور توسعه مهاربندهایی با رفتار الاستوپلاستیک بهتر انجام شده است. ابداع و توسعه مهاربندهای کمانش‌تاب یکی از نتایج این تحقیقات بوده است. قسمت اصلی مهاربند کمانش‌تاب، هسته فلزی (معمولاً فولادی) است که با سازوکاری خارجی از کمانش آن در فشار جلوگیری می‌شود. تاکنون روشهای مختلفی برای جلوگیری از کمانش هسته در فشار پیشنهاد شده که در شکل 1 برخی از آنها را می‌توان مشاهده کرد. متداول‌ترین روش برای جلوگیری از کمانش هسته در فشار، قرار دادن هسته در غلاف فولادی و پر کردن غلاف با ملاتی پرکننده (مانند بتن) است (شکل 1-الف).

تاکنون آزمایش‌های متعددی بر روی انواع مختلف مهاربندهای کمانش‌تاب انجام شده است. نتایج این آزمایش‌ها (به‌عنوان مثال شکل 3) نشان داده که مهاربندهای کمانش‌تاب رفتار چرخه‌ای پایدار، منظم و نسبتاً متقارنی دارند و منحنی چرخه‌ای آنها نزدیک به منحنی چرخه‌ای دو خطی ایده‌آل است. همچنین در منحنی چرخه‌ای این مهاربندها، سخت‌شدگی ایزوتروپیک و کینماتیک دیده می‌شود. سختی غیرالاستیک مهاربندهای کمانش‌تاب نسبتاً کم است و در هر چرخه، نسبت به چرخه پیش، کاهش می‌یابد. نکته قابل توجه در مورد مهاربندهای کمانش‌تاب آن است که مقاومت این مهاربندها در فشار، بیش از مقاومت آنها در کشش است. دلیل این پدیده انتقال نیروی محوری در فشار از هسته به ساز و کار جلوگیری از کمانش است. مقدار این اضافه مقاومت، بیشتر به شکل هسته و نوع سازوکار جلوگیری از کمانش بستگی دارد و بین 6/5 تا 13 درصد گزارش شده است [12].

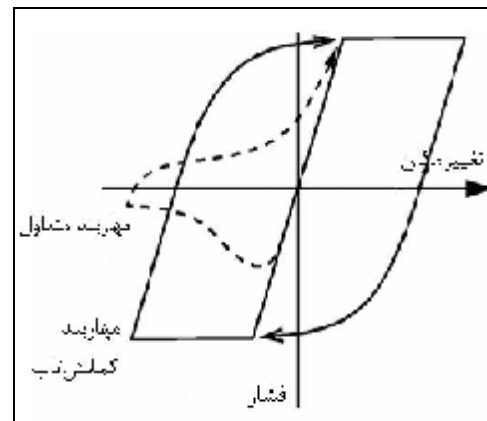


شکل 3 رفتار چرخه‌ای مهاربند کمانش‌تاب [12]



شکل 1 چند نمونه از روش‌های جلوگیری از کمانش هسته

مهاربندهای کمانش‌تاب طوری ساخته می‌شوند که هسته بتواند در راستای طولی مستقل از سازو کار جلوگیری از کمانش عمل کند. به بیان دیگر، تمام نیروی محوری که به مهاربند وارد می‌شود توسط هسته تحمل می‌شود. با جلوگیری از کمانش هسته، این المان می‌تواند در فشار همانند کشش جاری شده و بدین ترتیب توانایی جذب انرژی آن به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابد. در شکل 2 رفتار مهاربند کمانش‌تاب و مهاربند متداول مقایسه شده است.



شکل 2 مقایسه رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب و

مهاربندهای متداول

قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر» را منتشر کردند [15]. این ضوابط با تغییرات اندکی در سال 2003 در ضوابط لرزه‌ای پیشنهادی NEHRP [16] و در سال 2005 در ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه سازه‌های فولادی امریکا گنجانده شد [17]. قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر در امریکا معمولاً با روش استاتیکی معادل و مشابه با سیستم مهاربندی همگرای متداول (اما با پارامترهای لرزه-ای متفاوت) طراحی می‌شوند. ضریب رفتار این سیستم برابر 7، ضریب اضافه مقاومت آن برابر 2 و ضریب افزایش جابه‌جایی خطی (C_d) برای این سیستم برابر 5/5 در نظر گرفته شده است [17].

قاب مهاربندی شده کمانش ناپذیر در طراحی بسیار قابل انعطاف است، زیرا با انتخاب دقیق مصالح هسته، سطح مقطع و طول قسمت جاری شونده آن، می‌توان مقاومت و سختی این مهاربند را به آسانی تنظیم کرد. هر چند معمولاً قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوبی دارند، اما نگرانی‌هایی نیز در زمینه عملکرد لرزه‌ای این سیستم وجود دارد. مهمترین نگرانی، سختی غیرالاستیک کم مهاربندهای کمانش تاب است که ممکن است باعث ایجاد تمرکز خسارت و همچنین تغییر شکل‌های ماندگار بزرگ در سازه شود. مسأله اخیر می‌تواند هزینه‌های بازسازی را افزایش دهد. از سوی دیگر، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب این امکان را به طراحان می‌دهد که سازه را به گونه‌ای طراحی کنند که نسبت نیاز به ظرفیت در مهاربندهای سازه، بسیار نزدیک به یک باشد. این مسئله نگرانی‌هایی را درباره عملکرد این سیستم در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط ایجاد می‌کند؛ زیرا ممکن است مقاومت موجود در سیستم آنقدر کم باشد که سازه در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط (مانند زمین لرزه‌هایی با احتمال 50 درصد در 50

توانایی تغییر شکل غیرالاستیک مهاربندهای کمانش تاب بسیار بالاست، به گونه‌ای که در بیشتر آزمایش‌ها ظرفیت شکل‌پذیری تجمعی آنها بیش از 400 و در مواردی تا بیش از 1000 گزارش شده است. همچنین آزمایش‌های انجام شده نشان داده که این مهاربندها از نظر پدیده خستگی عمر بالایی دارند. یعنی، برخلاف مهاربندهای متداول، احتمال شکست آنها بر اثر خستگی سیکل کم بسیار پایین است [12].

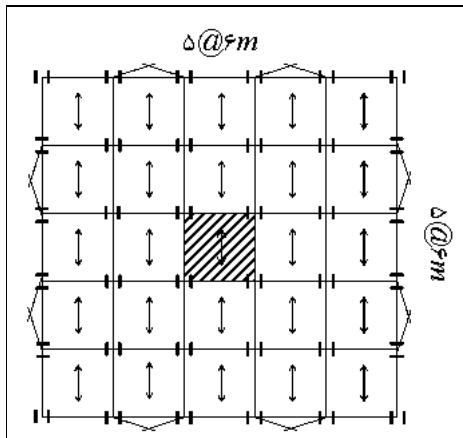
3- قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر

فکر مهاربندهای کمانش تاب نخستین بار در سال 1973 توسط Wakabayashi و همکاران، در ژاپن مطرح شد [13]. این مهاربندها پس از زلزله Kobe (1995) به طور گسترده‌ای در ژاپن مورد استفاده قرار گرفت. در ژاپن مهاربندهای کمانش تاب بیشتر به عنوان میراگرهای هیسترتیک در قاب‌های خمشی فولادی به کار می‌روند و برای طراحی آنها از فلسفه طراحی «سازه‌های مقاوم در برابر خسارت»¹ که توسط Wada مطرح شده استفاده می‌شود. در این فلسفه، طراحی به گونه‌ای انجام می‌شود که در هنگام زمین لرزه، سازه اصلی الاستیک باقی مانده و فقط میراگرها (مهاربندهای کمانش تاب)، انرژی زمین لرزه را مستهلک می‌کنند. بنابراین پس از زمین لرزه بزرگ انتظار داریم که سازه با تعویض مهاربندها به حالت اولیه خود بازگردد [14].

در آمریکا، نخستین بار در سال 2000 از مهاربندهای کمانش تاب استفاده شد. پس از آنکه مهندسان در آمریکا به ارزش مهاربندهای کمانش تاب پی بردند، گروهی از محققان انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا با همکاری موسسه فولاد آمریکا در سال 1999 «ضوابط پیشنهادی برای

1. Damage Tolerant Structures

تاب استفاده شده از نوع Unbonded Brace™ محصول شرکت Nippon Steel ژاپن است. فولاد هسته مهاربندها از نوع JIS G3136 SN400B مطابق استاندارد ژاپن بوده و حداقل تنش تسلیم برابر $F_y = 2672 \text{ kg/cm}^2$ است.



شکل 4 پلان ساختمان مطالعه شده

از آنجا که ضوابط طرح این سیستم در آیین‌نامه‌های ایران وجود ندارد، در طرح سازه از ویرایش 2003 ضوابط لرزه‌ای پیشنهادی NEHRP (FEMA450) استفاده شده است [16]. سازه برای سایتی در Van Nuys کالیفرنیا با خاک نوع D (مطابق با FEMA450) و خطر لرزه‌ای بسیار زیاد طراحی شده است. این خاک با زمین نوع 3 در ویرایش سوم آیین‌نامه 2800 ایران معادل است. سازه با استفاده از روش استاتیکی معادل طراحی شده و برای محاسبه زمان تناوب اصلی سازه از روش تقریبی استفاده شده است. ضریب برش پایه (C_b) برای این زمان تناوب ($T=0/7 \text{ sec}$) با توجه به طیف طرح سایت برابر $0/142$ است. ضریب رفتار سازه برابر 7، ضریب اضافه مقاومت آن برابر 2 و ضریب افزایش جابه‌جایی خطی (C_d) برابر $5/5$ در نظر گرفته شده است [16].

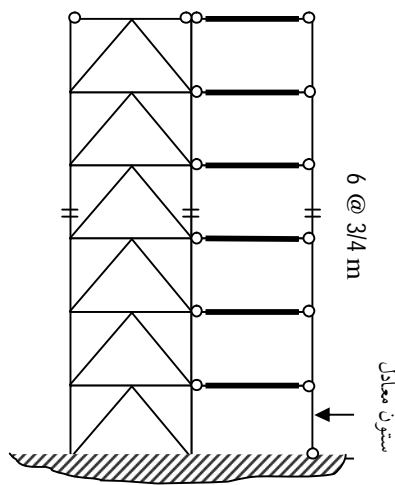
سال) نتواند سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه را برآورده کند و سازه تغییرشکل‌های غیرالاستیک بزرگی را تجربه نماید. یکی از مهمترین اهداف این مقاله بررسی این نگرانی‌ها است.

4- ساختمان مطالعه شده

به منظور مطالعه رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی کمانش-ناپذیر، ساختمان مسکونی شش طبقه‌ای با استفاده از این سیستم طراحی شده است. این ساختمان در دو راستای متعامد دارای پنج دهانه 6 متری است. ارتفاع طبقات اول تا ششم برابر $3/4$ متر و ارتفاع خرپشته که در مرکز ساختمان قرار دارد $2/4$ متر است. سقف ساختمان، سقف مرکب با ضخامت دال بتنی 7 سانتی‌متری و تیرچه‌های CPE180 با فاصله یک متر است. ستون‌ها در سه طبقه اول و همچنین در سه طبقه دوم ممتد بوده و وصله آنها در فاصله 125 سانتیمتری از تراز سقف طبقه سوم انجام شده است. سیستم باربر جانبی سازه در هر دو راستا، قاب مهاربندی شده کمانش‌ناپذیر بوده و در هر راستا از چهار دهانه مهاربندی شده، استفاده شده است. آرایش مهاربندها بشکل هشت (8) است که آرایش رایج در این سیستم محسوب می‌شود. سیستم پی سازه، پی منفرد است و برای مقابله با نیروی برکنش، هر کجا لازم بوده از شمع استفاده شده است. ساختمان در پلان و ارتفاع کاملاً منظم است. پلان سازه در شکل (4) نشان داده شده است.

در طراحی تیرها و ستون‌ها از فولاد ST37 (بر اساس استاندارد DIN آلمان) استفاده شده است. حداقل تنش تسلیم این فولاد برابر $F_y = 2400$ است. مقاطع تیرها از میان مقاطع IPE و مقاطع ستون‌ها از میان مقاطع IPB جدول‌های اشتال انتخاب شده است. مهاربندهای کمانش-

به صفحه‌ستون در دهانه مهاربندی شده، به دلیل وجود صفحه اتصال مهاربند به قاب، به صورت گیردار مدل سازی شده است. مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی نشان داده که این اتصالات سختی خمشی قابل توجهی دارند [11]. برای جلوگیری از پیچیده‌تر شدن مدل، پی سازه به صورت صلب مدل سازی شده و اجازه بلند شدن به فونداسیون‌های سازه داده نشده است. ضریب میرایی سازه بر پایه گزارش Chopra و Goel، برابر 4/1 درصد در نظر گرفته شده است [18]. مدلی که از آن برای شبیه سازی رفتار سازه استفاده شد، در شکل 5 آمده است. جرم مدل در هر تراز از تقسیم جرم سازه در آن تراز بر 4 (تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در راستای X) به دست آمده و این جرم مبنای محاسبه نیروی P- Δ قرار گرفته است. آن قسمت از جرم و بار ثقلی متناظر با آن که مستقیماً توسط دهانه مهاربندی شده حمل نمی‌شود بر روی ستون معادل وارد شده است.



شکل (5): مدل تحلیلی سازه مطالعه شده

برای شبیه‌سازی رفتار سازه از ساختار OpenSees¹ استفاده شد. OpenSees ساختار نرم‌افزاری کد باز برای

در طراحی مهاربندها، طول قسمت جاری شونده هسته برابر 50% طول کل مهاربند، سختی مهاربند برابر 0/7 سختی قسمت جاری شونده مهاربند و مقاومت مهاربند در فشار 10% بیشتر از مقاومت مهاربند در کشش فرض شده است. این فرضیه با نتایج آزمایش‌هایی که بر روی این مهاربندها انجام شده مطابقت دارد [12]. طراحی مهاربندها بطوری انجام شده که نسبت نیاز به ظرفیت در آنها بیش از 0/95 باشد. اتصال تیر به ستون و ستون به صفحه‌ستون، اتصال ساده در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها در دهانه‌های مهاربندی شده، برای بیشترین نیرویی که می‌تواند از طرف سیستم به آنها وارد شود؛ طراحی شده است. اندازه اجزای سازه مورد مطالعه در دهانه‌های مهاربندی شده در جدول 1 آورده شده است.

جدول 1 اندازه اجزای سازه در دهانه‌های مهاربندی شده

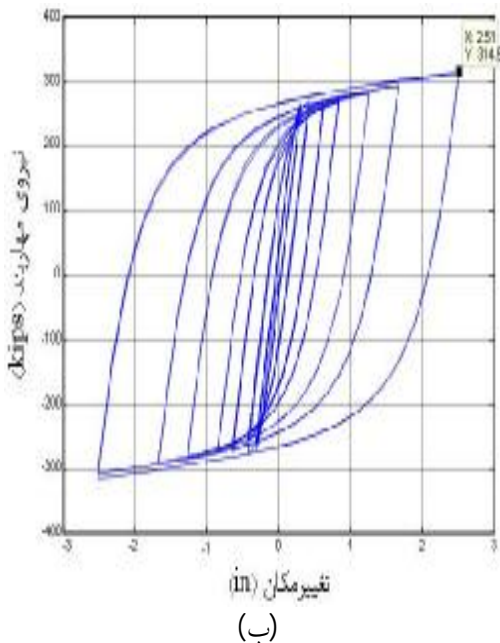
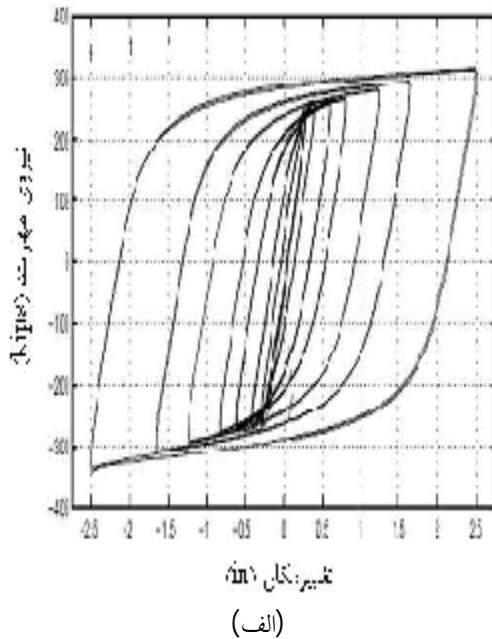
ستون	تیر	هسته مهاربند	طبقه
IPB200	IPE300	10 cm ²	6
IPB200	IPE300	18 cm ²	5
IPB200	IPE330	25 cm ²	4
IPB500	IPE330	28 cm ²	3
IPB500	IPE330	31 cm ²	2
IPB500	IPE330	34 cm ²	1

5- شبیه سازی رفتار سازه مطالعه شده

تنها یک دهانه مهاربندی شده در راستای X، که بار ثقلی بیشتری را تحمل می‌کند؛ مدل سازی شده و برای در نظر گرفتن اثر قاب‌های ثقلی بر رفتار سازه، از یک ستون معادل استفاده شده است. این ستون به دهانه مهاربندی شده طوری بسته شده که تغییر مکان جانبی یکسان باشد. هرچند در طراحی سازه تمامی اتصالات ساده فرض شده است، اما در مدل تحلیلی، اتصالات تیر به ستون و ستون

1 . Open System for Earthquake Engineering Simulation

شاخص خسارت در رشته به یک برسد مدل، تنش در رشته را به صفر رسانده و آن رشته را حذف می‌کند [11 و 19].



شکل 6 شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از مدل S_0 ، الف: نتیجه آزمایش ب: نتیجه شبیه‌سازی

شبیه‌سازی رفتار سیستم‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی در زمین‌لرزه است. تیرها و ستون‌ها در دهانه مهاربندی شده با استفاده از فولاد Steel02، مقاطع رشته‌ای¹ و المان Nonlinear Beam Column مدل گردیده‌اند [19]. این المان، پلاستیسیته را در کل طول عضو در نظر می‌گیرد. ستون معادل نیز با استفاده از المان Elastic Beam Column مدل سازی شد [19]. مساحت و ممان اینرسی مقطع این ستون از تقسیم مجموع مساحت و ممان اینرسی ستون‌های ثقلی و ستون-های دهانه‌های مهاربندی شده راستای Y بر 4 (تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در راستای X) به دست آمد.

برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب، از المان Truss و رفتار چرخه‌ای Steel02 استفاده شد. مدل فوق که آن را مدل S_0 می‌نامیم، با استفاده از نتایج پنج آزمایش که در سالهای 1999 و 2000 بر روی این مهاربند انجام شده [12]، کالیبره شد. ذکر این نکته ضروری است که فولاد Steel02 از مدل فولاد Giuffre-Menegotto-Pinto همراه با سخت‌شدگی ایزوتروپیک استفاده می‌کند [19]. شکل (6) نتیجه شبیه‌سازی یکی از این آزمایش‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مدل توانسته نتیجه آزمایش را به خوبی شبیه‌سازی کند. ضعف این مدل ناتوانی در مدل سازی اضافه مقاومت مهاربند در فشار است. دلیل آن امکان پذیر نبودن تعریف تنش جاری شدن متفاوت در کشش و فشار در فولاد Steel02 است. پدیده خستگی سیکل کم در مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از مدل Fatigue Material شبیه‌سازی شد. این مدل توسط Uriz برای استفاده در مدل‌های مبتنی بر مقاطع رشته‌ای در ساختار OpenSees توسعه یافته است. مدل بالا از رابطه Coffin-Manson، الگوریتم Counting Modified Rainflow Cycle و قانون Miner برای محاسبه شاخص خسارت خستگی استفاده می‌کند. هنگامی که

1. Fiber Section

6- خطر لرزه‌ای در سایت

Shome و Cornell نشان داده‌اند که شتاب طیفی الاستیک در دوره تناوب برابر با پریود اصلی سازه و میرایی 5 درصد ($S_a(T_1, 5\%)$) برای سازه‌های با زمان تناوب کوتاه و متوسط، معیار شدت مناسبی است. در صورت استفاده از این معیار معمولاً تعداد 10 تا 20 رکورد برای ارزیابی نیاز لرزه‌ای کافی است. آنها همچنین نشان دادند که استفاده از رکوردهای مقیاس شده از اعتبار نتایج نمی‌کاهد [20]. با توجه به این مطالب، در این پژوهش از شتاب طیفی الاستیک در دوره تناوب اصلی سازه ($T_1 = 0/894 \text{ sec}$) و میرایی 5 درصد، به‌عنوان معیار شدت زمین‌لرزه استفاده شد. جدول 2 معیار شدت زمین‌لرزه در سایت مورد نظر را برای سطوح مختلف خطر نشان می‌دهد. انتظار می‌رود که سازه در این سه سطح خطر به‌ترتیب سطوح عملکرد آستانه فروریزش، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه را برآورده سازد.

جدول 2 شدت زمین‌لرزه در سطوح مختلف خطر

سطح خطر	$S_a(T_1, 5\%)$
۲ درصد در ۵۰ سال	۱/۳۷۱ g
دو سوم ۲ درصد در ۵۰ سال	۰/۹۱۴ G
۵۰ درصد در ۵۰ سال	۰/۴۴۹ g

در این پژوهش به‌منظور بررسی رفتار لرزه‌ای سازه مورد مطالعه از 10 رکورد استفاده شد که مشخصات آنها در جدول (3) مشاهده می‌شود. این رکوردها با دقت از پایگاه داده‌های PEER انتخاب شده و با روش یکسانی پردازش شده‌اند. رکوردهای بالا همگی در جریان زمین‌لرزه‌هایی، که در سایت مورد نظر رخ داده، ثبت شده و فاقد اثر حوزه نزدیک هستند. سعی شده که رکوردهای انتخابی مقادیر متنوعی از بزرگی، فاصله و دوام را در برداشته باشند. برای مطالعه رفتار سازه در هر سطح خطر، رکوردهای بالا به شدت زمین‌لرزه در آن سطح خطر مقیاس شد.

7- اثر اضافه مقاومت فشاری مهاربندهای کمانش تاب بر پاسخ‌های سازه مطالعه شده

همان‌طور که گفته شد، مدلی که در این مطالعه برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب بکار رفته، توانایی مدل سازی اضافه مقاومت این مهاربندها در فشار را ندارد. این موضوع، پرسش مهمی را مطرح می‌سازد که اضافه مقاومت مهاربند-های کمانش تاب در فشار تا چه میزان پاسخ‌های سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهد و چشم پوشی از آن تا چه اندازه از اعتبار نتایج می‌کاهد.

جدول 3 مشخصات رکوردهای انتخاب شده برای مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه

رکورد	زمین لرزه	سال	بزرگی	ایستگاه	فاصله (km)	PGA (g)
G1	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro Array #12	۱۸/۲	۰/۱۱۶
G2	Morgan Hill	۱۹۸۴	۶/۲	Gilroy Array #7	۱۴	۰/۱۱۳
G3	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۶	Compton-Castlegate St.	۱۶/۹	۰/۳۳۲
G4	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	Gilroy Array #4	۱۶/۱	۰/۲۱۲
G5	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	LA-Fletcher Dr.	۲۹/۵	۰/۲۴۰
G6	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	LA-Hollywood Stor Lot	۲۱/۲	۰/۱۷۴
G7	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۷	Westmoreland Fire Station	۱۳/۳	۰/۱۷۲
G8	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	Palo Alto-SLAC Lab.	۳۶/۳	۰/۱۹۴
G9	North Palm Springs	۱۹۸۶	۶	Palm Springs Airport	۹/۶	۰/۶۹۴
G10	Livermore	۱۹۸۰	۵/۸	San Roman-Eastman Kodak	۱۷/۶	۰/۰۷۶

میانگین بیشینه پاسخ‌های این دو مدل و همچنین مدل S_0 ، در ده زمین‌لرزه با احتمال 2 درصد در 50 سال در جدول 4 آمده است. جدول 4 نشان می‌دهد که اضافه مقاومت مهاربندهای کماتش‌تاب در فشار، تأثیر ناچیزی بر پاسخ‌های سازه مورد مطالعه، به جز پاسخ تغییر مکان عمودی وسط تیر، دارد. همچنین از مقایسه پاسخ‌های دو مدل S_0 و H_0 درمی‌یابیم که خطای ناشی از مدل‌سازی دو خطی، بسیار بیشتر از خطای ناشی از صرف نظر کردن از اضافه مقاومت فشاری مهاربندهای کماتش‌تاب است.

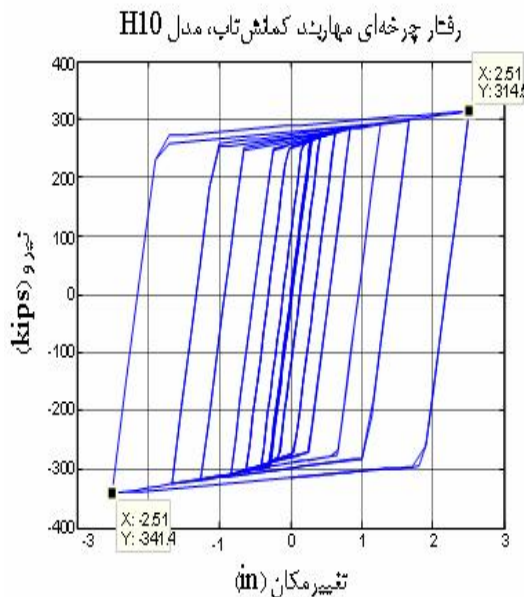
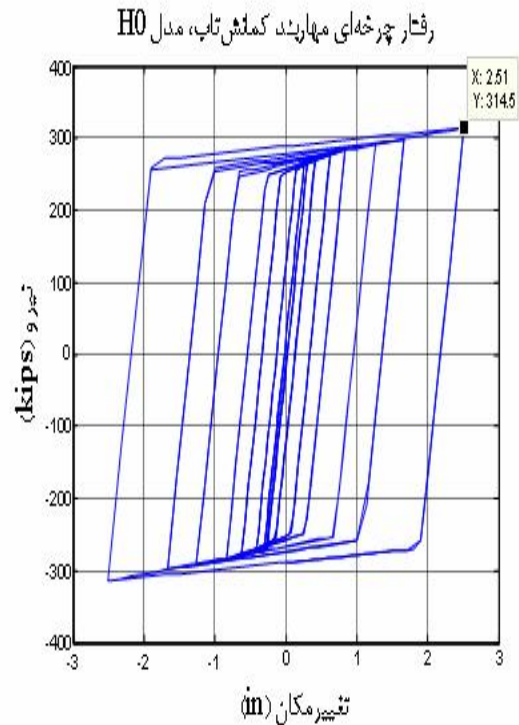
برای مطالعه اثر اضافه مقاومت فشاری مهاربندهای کماتش‌تاب بر پاسخ‌های سازه مورد مطالعه، مدل‌های دیگری برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای این مهاربندها توسعه داده شد. برای این منظور با استفاده از المان Truss و رفتار چرخه‌ای دوخطی Hysteretic Material، دو مدل با اضافه مقاومت‌های صفر و ده درصد ایجاد شد که این مدل‌ها را به ترتیب H_0 و H_{10} می‌نامیم [19]. شکل (7) رفتار چرخه‌ای این دو مدل را نشان می‌دهد.

جدول 4 اثر اضافه مقاومت فشاری مهاربندهای کمانش تاب بر پاسخ‌های سازه مورد مطالعه

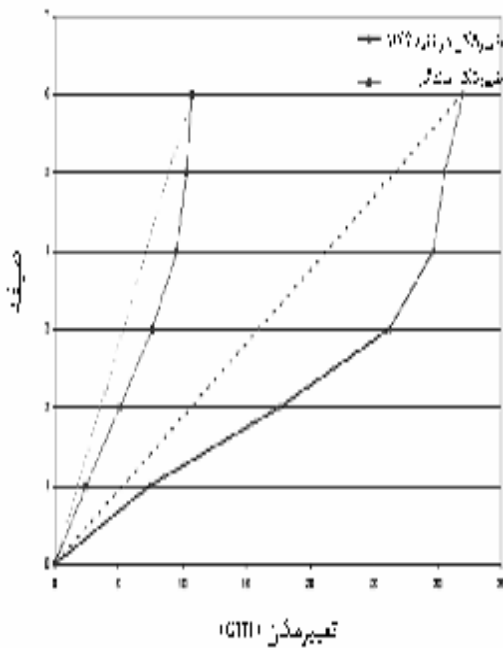
میانگین بیشینه پاسخ‌های سازه						
مدل	تغییر مکان قائم (cm)	نسبت تغییر مکان طبقه (%)	نسبت تغییر مکان ماندگار طبقه (%)	پرخش ستون (%)	شاخص خسارت مهاربند (%)	نیاز شکل‌پذیری مهاربند
H_{10}	۰/۸۳	۲/۸۱	۰/۷۶	۱/۴۶	۷/۲۴	۱۳/۳
H_0	۰	۲/۸۵	۰/۷۶	۱/۴۹	۷/۰۰	۱۲/۷
S_0	۰	۲/۹۷	۰/۶۵	۱/۵۱	۸/۲۴	۱۳/۴

8- بررسی موردی رفتار لرزه‌ای سازه مورد مطالعه

در این قسمت پاسخ سازه به یک زمین‌لرزه‌ای با سطح خطر دو درصد در 50 سال به تفصیل بررسی می‌شود. برای این منظور از رکورد حاصل از مقیاس کردن رکورد G9 به سطح خطر دو درصد در 50 سال استفاده می‌کنیم. این رکورد در جریان زمین‌لرزه‌ای با بزرگی متوسط (North Palm Springs, 1986, $M=6$) و در ایستگاهی به فاصله 9/6 کیلومتر از مرکز زمین‌لرزه به دست آمده و فاقد اثر حوزه نزدیک است. شکل (8) تغییر مکان سازه در تراز بام را در این رکورد نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشینه جابجایی سازه در تراز بام برابر 34/99 سانتی‌متر و در نتیجه، بیشینه نسبت تغییر مکان بام برای این رکورد، تنها 1/63% درصد است. مقایسه این مقدار با بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات (2/946 درصد) نشان می‌دهد که در یک یا چند طبقه، مقداری تمرکز و همچنین تغییر شکل سازه رخ داده است. شکل 9 تغییر شکل ماندگار سازه و همچنین تغییر شکل سازه را در لحظه‌ای که بیشینه



شکل 7 شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از مدل‌های H_0 و H_{10} .



شکل 9 منحنی تغییر شکل سازه در بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات و منحنی تغییر شکل ماندگار سازه

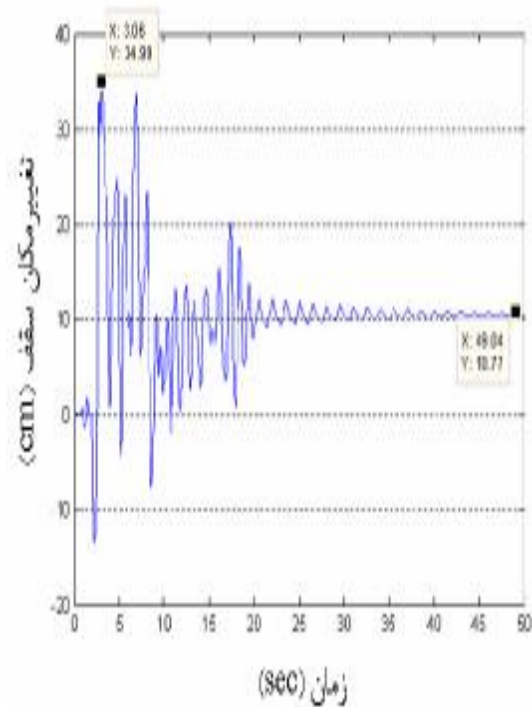
بیشینه شاخص خسارت مهاربندها در این رکورد در حدود 3 درصد است. همان‌گونه که انتظار می‌رفت مهاربندها فاصله زیادی تا ظرفیت خستگی سیکل کم خود دارند. بیشینه نیاز شکل پذیری مهاربندها در این رکورد برابر 13/4 است. نتایج آزمایش‌های مختلف نشان داده که مهاربندهای کماتش‌تاب به‌خوبی قادرند این نیاز شکل‌پذیری را برآورده سازند [12].

9- بررسی آماری رفتار لرزه‌ای سازه مورد

مطالعه

از آنجا که اختلاف زیادی در پاسخ‌های سازه مورد مطالعه به رکوردهای مختلف وجود دارد؛ برای مطالعه رفتار لرزه-ای آن، باید پاسخ‌های سازه به رکوردهای مختلف را به‌طور آماری مطالعه کرد. جدول 5 مقدار میانگین و

نسبت تغییر مکان طبقات رخ داده ($t=2/74sec$)، نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر شکل، تقریباً به‌طور یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع شده است؛ هرچند اندکی تمرکز خسارت در طبقات پایینی دیده می‌شود. بیشینه نسبت تغییر مکان ماندگار طبقات در این رکورد کمتر از 0/7 درصد است. نکته دیگر اثر مدهای بالاتر در منحنی تغییر شکل سازه است که به خوبی در شکل (9) دیده می‌شود.



شکل 8 تغییر مکان تراز بام سازه در رکورد G9

FEMA356 برای ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی استفاده کردیم. این دستورالعمل برای قاب‌های خمشی فولادی، بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات را در سطح عملکرد آستانه فروریزش به پنج درصد و در سطح عملکرد ایمنی جانی به $2/5$ درصد محدود می‌کند. همچنین بیشینه نسبت تغییرمکان ماندگار طبقات در این دستورالعمل در سطح عملکرد ایمنی جانی به یک درصد محدود شده است [21]. مقایسه مقادیر جدول 5 با مقادیر بالا نشان می‌دهد که سازه مورد نظر توانسته در سطح خطر دو سوم دو درصد در 50 سال، سطح عملکرد ایمنی جانی و در سطح خطر دو درصد در 50 سال، سطح عملکرد آستانه فروریزش را برآورده سازد. مطالعات جامع‌تری در زمینه ظرفیت و عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر در دست انجام است.

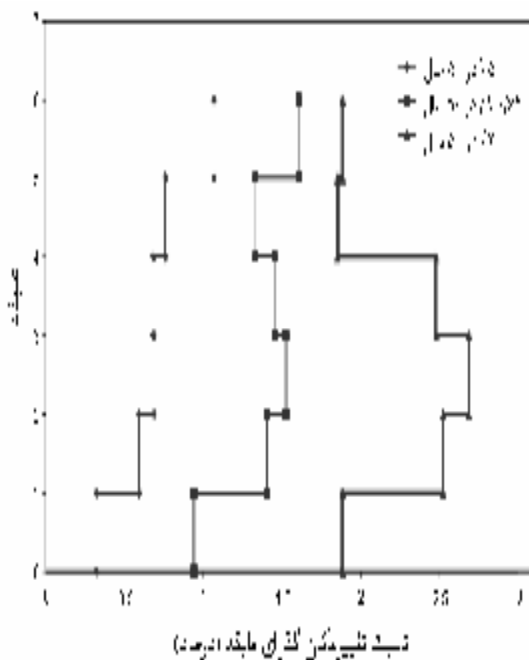
پارامتر چرخش ستون در واقع، اختلاف نسبت تغییرمکان طبقه در دو طبقه مجاور است. این پارامتر معیار خوبی برای بررسی نیاز تغییرشکل خمشی ستون‌ها و همچنین میزان تمرکز خسارت در سازه است. اگر تغییرمکان نسبی در سازه به‌طور یکنواخت توزیع شده باشد، مقدار این پارامتر در کل سازه برابر صفر خواهد بود. اما اگر تمام تغییرمکان نسبی در یک طبقه متمرکز باشد، بیشینه مقدار این پارامتر برابر با بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات خواهد بود. به بیان دیگر هرچه بیشینه مقدار این پارامتر به بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات نزدیکتر باشد، میزان تمرکز خسارت در سازه بیشتر خواهد بود. بیشینه مقدار این پاسخ برای سازه مورد مطالعه در تمامی سطوح خطر تقریباً نصف بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات بوده و این نشان دهنده تمرکز خسارت با شدت متوسط در سازه است. توجه به این نکته ضروری است که مطالعاتی که در گذشته بر روی سیستم مهاربندی

میانگین باضافه انحراف معیار برخی از پاسخ‌های سازه را در سطوح خطر مختلف نشان می‌دهد. نکات زیر در این جدول قابل توجه است:

میانگین بیشینه نیاز شکل‌پذیری مهاربندها در سطح خطر دو درصد در 50 سال برابر $13/42$ است. همانطور که در قسمت قبل گفته شد، نتایج آزمایش‌های مختلف نشان داده که مهاربندهای کمانش‌تاب به‌خوبی می‌توانند این نیاز شکل‌پذیری را برآورده سازند [12]. از سوی دیگر، میانگین بیشینه نیاز شکل‌پذیری مهاربندها در سطح خطر 50 درصد در 50 سال برابر $5/2$ است که نشان می‌دهد سازه در این سطح خطر، تغییر شکل غیرالاستیک نسبتاً زیادی را تجربه می‌کند. این در حالی است که انتظار میرفت سازه در این سطح خطر، سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه را برآورده سازد. این نتایج، نگرانی‌هایی را که درباره عملکرد این سیستم در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط وجود دارد، تایید می‌کند. میانگین پاسخ بیشینه شاخص خسارت مهاربندها در سطح خطر دو درصد در 50 سال، برابر $8/25\%$ است. همان‌گونه که انتظار می‌رود، پدیده خستگی سیکل کم برای مهاربندهای کمانش‌تاب نگران‌کننده نیست.

متأسفانه تاکنون مطالعات زیادی درباره ظرفیت لرزه‌ای سیستم مهاربندی کمانش‌ناپذیر انجام نشده است. این مسأله مطالعه عملکرد لرزه‌ای سازه مورد نظر را با مشکل روبرو می‌سازد. مطالعات اندکی که تاکنون در این زمینه انجام گرفته نشان داده که ظرفیت لرزه‌ای سیستم مهاربندی کمانش‌ناپذیر در سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش بیشتر از سیستم مهاربندی همگرای متداول بوده و قابل مقایسه با قاب‌های خمشی فولادی است [11]. بنابراین در اینجا برای مطالعه مقدماتی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد نظر از مقادیر پیشنهادی

نحوه توزیع نیروی جانبی استاتیکی معادل در طراحی سازه باشد. این مسأله در گذشته توسط Khatib بررسی شده است. او نشان داده که اگر در طراحی سازه از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شود، توزیع تغییرمکان نسبی در سازه یکنواخت تر بوده و تمرکز خسارت کمتری مشاهده خواهد شد [22]. دلیل تغییرمکان نسبی کمتر طبقه اول نسبت به طبقات دیگر، احتمالاً باید اتصال گیردار پای ستون باشد که از نیاز لرزه‌ای مهاربندهای این طبقه می‌کاهد. بررسی توزیع تغییرمکان نسبی ماندگار در سازه نشان می‌دهد که توزیع این پارامتر با توزیع تغییرمکان نسبی گذرا به خوبی منطبق است.



شکل ۱۰ توزیع نسبت تغییرمکان گذرا در ارتفاع

همگرای متداول انجام شده است، مقدار این پارامتر را در سطوح خطر ده و بیست درصد در 50 سال، بسیار نزدیک به یک تخمین زده، که نشان می‌دهد سیستم مهاربندی همگرای متداول، بسیار مستعد تمرکز خسارت در یک طبقه است [10 و 11].

جدول 5 مقدار میانگین و میانگین باضافه انحراف معیار بیشینه پاسخ‌های سازه در سطوح مختلف خطر

میانگین و میانگین+انحراف معیار بیشینه پاسخ‌های مدل					
نسبت تغییرمکان طبقه (%)	نسبت تغییرمکان ماندگار طبقه (%)	نسبت تغییرمکان ستون (%)	نسبت تغییرمکان اتصال	علاقمند (%)	نیاز شکل - پذیری مهاربند
۵۰٪ در ۵۰ سال	۱/۱۶۴	۰/۱۹۲	۰/۵۸۹	۲/۰۷	۵/۲۰
۱۰٪ در ۵۰ سال	۱/۴۷۳	۰/۲۹۰	۰/۸۸۸	۴/۷۰	۶/۹۰
دو سوم ۲٪	۱/۸۲۸	۰/۳۶۲	۰/۸۷۴	۲/۶۷	۸/۳۴
در ۵۰ سال	۲/۲۸۹	۰/۶۳۷	۰/۲۷۵	۸/۶۸	۱۰/۴۴
۲٪ در ۵۰ سال	۲/۹۷۹	۰/۶۵۸	۱/۵۱۲	۸/۲۵	۱۳/۴۲
۱۰٪ در ۵۰ سال	۳/۹۰۶	۱/۱۲۵	۲/۰۰۹	۱۴/۳۰	۱۷/۵۰

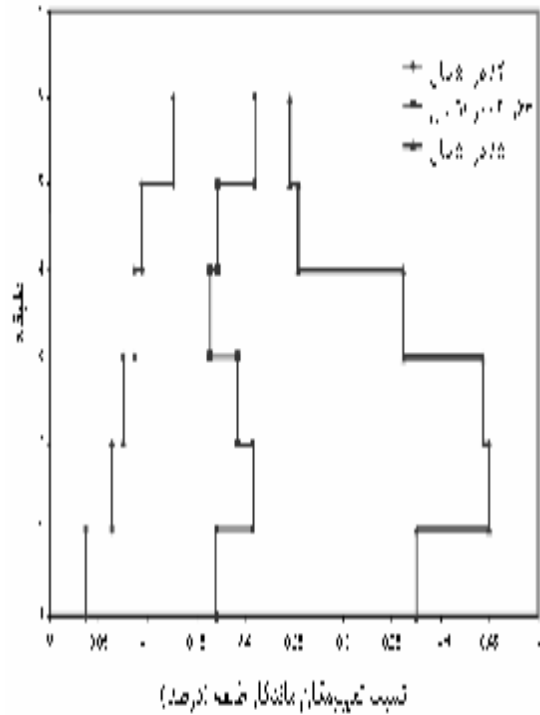
یکی از موضوعات مورد علاقه مهندسين طراح سازه، نحوه توزیع نسبت تغییرمکان در ارتفاع سازه است. شکل-های (10) و (11)، توزیع نسبت تغییرمکان گذرا و ماندگار طبقات را در سطوح مختلف خطر نشان می‌دهد. از بررسی شکل‌های فوق این نتیجه بدست می‌آید که در سطح خطر 50 درصد در 50 سال بیشترین تغییرمکان نسبی در طبقه بالای سازه رخ می‌دهد، که نشان‌دهنده رفتار خمشی سازه در این سطح خطر است. با افزایش شدت زمین‌لرزه، مقداری تمرکز خسارت در طبقه‌های پایینی مشاهده می‌شود. از آنجا که مهاربندها طوری طراحی شده که نسبت نیاز به ظرفیت آنها بسیار نزدیک به یک است، به نظر می‌رسد علت تمرکز خسارت در سازه

های فولادی امریکا، ضریب C_d را برای قاب‌های مهاربندی شده کمانش‌ناپذیر برابر 5/5 پیشنهاد می‌کند [17]. این ضریب در آیین‌نامه 2800 ایران برای تمامی سیستم‌های سازه‌ای برابر 0/7R پیشنهاد شده است.

به‌منظور ارزیابی این ضریب برای سازه مورد مطالعه، مدل مورد مطالعه یک بار با استفاده از روش استاتیکی معادل و بار دیگر با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی تحلیل شده است. مقدار طیف طرح در تناوب اصلی سازه $S_D = 0/7807g$ است. بنابراین در روش استاتیکی معادل از ضریب برش پایه $C_s = \frac{S_D}{R} = 0/1115$ استفاده شده است. در روش دینامیکی غیرخطی، سازه برای ده رکورد جدول 3 که به $S_a(T_1, \%5) = 0/7807g$ مقیاس شده بودند، تحلیل شد. نتایج این مطالعه در جدول (6) آورده شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که برای این سازه، میانه ضریب C_d در رکوردهای G1 تا G10 سی درصد بیشتر از مقدار پیشنهادی ویرایش 2005 ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه سازه‌های فولادی امریکا است. این مطلب لزوم مطالعه بیشتر بر روی ضوابط طراحی این سیستم را نشان می‌دهد.

11- بررسی اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بر رفتار سازه مورد مطالعه

برای مطالعه اثر حوزه نزدیک بر رفتار سازه مورد نظر، از ده رکورد حوزه نزدیک مربوط به پروژه SAC/FEMA استفاده شد. [23].



شکل 11 توزیع نسبت تغییر مکان ماندگار در ارتفاع

10- ارزیابی ضریب افزایش تغییر شکل خطی (C_d) برای سازه مورد مطالعه

هنگامی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن صورت می‌گیرد، به‌منظور کنترل معیار تغییر مکان نسبی برای طرح، باید تغییر مکان نسبی طبقات را، برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه، با ضریب زیر افزایش داد:

$$\Delta_x = C_d \cdot \Delta_{xe} \quad (1)$$

در این رابطه، Δ_x تغییر مکان نسبی واقعی طرح در طبقه x ، Δ_{xe} تغییر مکان نسبی طرح (به‌دست آمده از تحلیل خطی) در طبقه x و C_d ضریب افزایش تغییر شکل خطی است. ویرایش 2005 ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه سازه-

جدول 6 ضریب افزایش تغییر شکل خطی سازه مورد مطالعه

رکورد	$\Delta\%$	$\Delta_e\%$	C_d
G1	1/44	0/225	6/41
G2	1/66	0/225	7/38
G3	1/08	0/225	4/80
G4	1/46	0/225	6/51
G5	1/76	0/225	7/83
G6	1/73	0/225	7/68
G7	2/28	0/225	10/12
G8	1/13	0/225	5/02
G9	1/87	0/225	8/30
G10	1/93	0/225	8/57
مقدار میانه C_d		7/10	
مقدار C_d با احتمال 84 درصد		8/96	

مطالعه، مورد انتظار است. اما بیشینه نسبت تغییر مکان ماندگار طبقات در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک، تقریباً 50 درصد بزرگتر از زمین لرزه‌های حوزه دور است. نکته قابل توجه در جدول (7) آن است که بیشینه شاخص خسارت مهاربندها در زمین لرزه‌های حوزه دور بیشتر از زمین لرزه‌های حوزه نزدیک است. دلیل این را می‌توان وجود فقط یک یا چند پالس غالب در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک دانست.

جدول 7 میانگین بیشینه پاسخ‌های مدل در رکوردهای حوزه نزدیک و دور

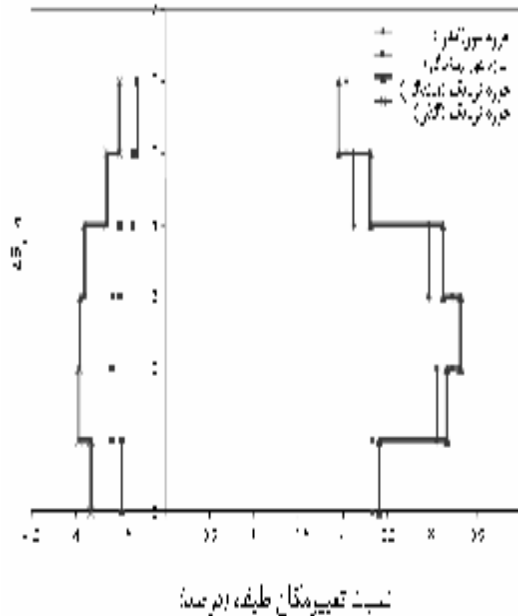
میانگین بیشینه پاسخ‌های سازه					
رکورد	نسبت تغییر مکان طبقه (%)	نسبت تغییر مکان ماندگار طبقه (%)	تخریش ستون (%)	شاخص خسارت مهاربند (%)	باز شکل پذیری مهاربند
حوزه نزدیک	3/77	1/40	1/87	4/67	16/99
حوزه دور	3/60	0/89	1/89	10/99	16/22

شکل 12 توزیع نسبت تغییر مکان گذرا و ماندگار طبقه را در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود نحوه توزیع تغییر مکان نسبی گذرا و ماندگار در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور یکسان است.

تمامی این رکوردها مربوط به مؤلفه عمود بر گسل زمین لرزه است. از آنجا که پارامتر $S_a(T_1, 5\%)$ معیار مناسبی برای شدت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک نیست، در این مطالعه از این رکوردها به صورت مقیاس نشده و فقط برای مقایسه مقدماتی پاسخ‌های سازه مورد مطالعه در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و حوزه دور استفاده شده است. برای مقایسه رفتار سازه در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و زمین لرزه‌های فاقد اثر حوزه نزدیک، رکوردهای G1 تا G10 طوری مقیاس شده که معیار شدت زمین لرزه برای آنها برابر با میانگین شتاب طیفی زمین لرزه‌های حوزه نزدیک در تناوب اصلی سازه باشد. میانگین بیشینه پاسخ‌های سازه برای این دو دسته زمین لرزه در جدول (7) آورده شده است. این جدول نشان می‌دهد که بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک با مقدار آن برای زمین لرزه‌های حوزه دور، برای این سازه، تفاوت چندانی ندارد. این موضوع با توجه به تناوب کوتاه سازه مورد

13 - منابع

- [1] FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Presented by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [2] FEMA-351, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, Presented by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [3] FEMA-352, Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings, Presented by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [4] FEMA-353, Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Constructions for Seismic Applications, Presented by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [5] Oстераas J., Krawinkler H., The Mexico earthquake of September 19, 1985: behavior of steel buildings, Earthquake Spectra, Vol.5, No.1, 1989, pp 51-88.
- [6] Kim H., and Goel S., Seismic evaluation and upgrading of braced structures for potential local failures, UMCEE 92-24,



شکل 12 توزیع تغییر مکان گذرا و ماندگار در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور

12 - نتایج

از بحث‌های بالا می‌توان نتیجه گرفت که سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر، رفتار و عملکرد لرزه‌ای مطلوبی دارد و تنها نگرانی در مورد این سیستم، عملکرد آن در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط است. مطالعات مقدماتی نشان داد که قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر، در سطح خطر 50 درصد در 50 سال، تغییر شکل غیرالاستیک نسبتاً زیادی را تجربه می‌کنند. در حالی که انتظار می‌رود در این سطح خطر سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه برآورده شود. این مساله نشان دهنده نیاز به بازنگری در ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر است. از سوی دیگر، این مطالعه نشان داد که نگرانی‌هایی که درباره احتمال تمرکز خسارت در قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر وجود دارد، ممکن است گاهی بی‌دلیل باشد.

- loading: Parts 1 and 2, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section, 1973, pp 1041-1044 (in Japanese).
- [14] Wada A., Connor J., Kawai H., Iwata M., Watanabe A., Damage tolerant structure, Proceedings of Fifth US Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, Redwood City, California, 1992, pp 27-39.
- [15] SEAONC (Structural Engineers Association of Northern California), Recommended Provisions for Buckling-Restrained Braced Frames, San Francisco, SEAONC, 2001.
- [16] FEMA-450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Washington, DC, 2003.
- [17] AISC (American Institute of Steel Construction), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, AISC, 2005.
- [18] Goel R.K., Chopra A.K., Vibration Properties of Buildings Determined From Recorded Earthquake Motions, UCB/EERC-97/14, University of California, Berkeley, 1997.
- [19] Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L., et al., OpenSees Command Language Manual, Available at <http://opensees.berkeley.edu/>, 2006.
- Dept. of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1992.
- [7] Krawinkler H., et al., Northridge earthquake of January 17, 1994: reconnaissance report, Vol. 2 steel buildings, Earthquake Spectra, Vol.11, Suppl. C, 1996, pp 25-47.
- [8] Tremblay R., et al., Seismic design of steel buildings: lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.23, No.3, 1996, pp 727-756.
- [9] Khatib I., Mahin S., Dynamic inelastic behavior of chevron braced steel frames, Fifth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1987, pp 211-220.
- [10] Sabelli R., Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel braced frames, The 2000 NEHRP Professional Fellowship Report, Earthquake Engineering Research Institute, 2001.
- [11] Uriz P., Towards earthquake resistance design of concentrically braced frames, Dissertation for PhD Degree in civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2005.
- [12] Black C., Makris N., Aiken I., Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces, Final Report to Nippon Steel Corporation, 2002.
- [13] Wakabayashi M., Nakamura T., et al., Experimental study on the elasto-plastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic

- braced steel frames, Report UCB/EERC 88/01, University of California, Berkeley, CA, 1988.
- [23] Somerville P., Smith N., Punyamurthula S., Sun J., Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No. SAC/BD-97/04, 1997.
- [20] Shome N., Cornell C.A., Bazzurro P., Carballo J.E., Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra, Vol.14, No.3, 1998, pp 469-500.
- [21] FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, DC, 2000.
- [22] Khatib I.F., Mahin S.A., Ister K.S., Seismic behavior of concentrically