

بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدري و زانویی

دکتر فریدون رضایی*

استادیار گروه عمران، دانشگاه بوعلی سینا

شکوفه جعفری رادنیا

کارشناس ارشد سازه، دانشگاه بوعلی سینا

چکیده

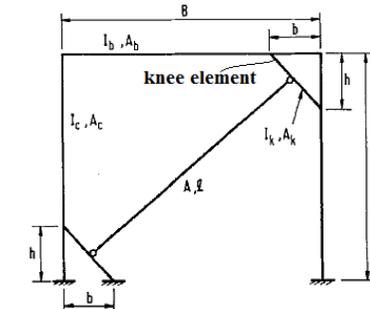
در این مقاله قاب‌های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه با مهاربند ضربدري و زانویی مقاوم‌سازی شده و در نرم‌افزار SAP2000 V14 تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. سپس رفتار این دو سیستم مهاربندی با یکدیگر مقایسه شده و مطابق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ به گونه‌ای در ارتفاع قاب ترکیب شده‌اند که مهاربند ضربدري همواره در طبقات پایین‌تر قرار بگیرد. تحلیل استاتیکی با استفاده از الگوهای بار مثلثی و یکنواخت انجام شده‌است. تخصیص رفتار غیرخطی به اعضای لرزه‌ای (تیر و ستون‌های قاب خمشی، مهاربندهای فولادی و اعضای زانویی) با تعریف مفاصل پلاستیک برای آن‌ها صورت گرفته‌است. مدل‌های مورد بررسی به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که سهم مشارکت ستون‌های قاب خمشی و مهاربندهای فولادی در مدل‌های مختلف، متغیر باشد. نتایج تحقیق نشان می‌دهد، مشکل مهاربند ضربدري در قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده با این سیستم آن است که نیروهای کششی بزرگی از مهاربند به ستون‌های مجاور آن در طبقات پایین (خصوصاً زمانی که سهم مشارکت مهاربند زیاد باشد) منتقل می‌شود و همین مسأله سبب تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون می‌شود. هم‌چنین مشکل مهاربند زانویی در قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده با این سیستم، مقاومت و سختی پایین این مهاربندها می‌باشد، ضمن آن که این سیستم همواره از مهاربند ضربدري شکل پذیرتر نیست. در این مقاله ترکیب این دو سیستم مهاربندی در ارتفاع قاب سیستمی نتیجه داده‌است که ویژگی‌های مطلوب هر دو سیستم را همزمان دارد و نقاط ضعف هر سیستم توسط دیگری اصلاح می‌شود.

واژه‌های کلیدی: قاب بتن مسلح، مهاربند ضربدري، مهاربند زانویی، مشارکت مهاربند، تحلیل بارافزون.

* نویسنده مسؤل: frezaie@gmail.com

۱- مقدمه

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح در برابر نیروهای جانبی، استفاده از مهاربندهای فولادی است. در میان انواع سیستم‌های مهاربندی، مهاربندهای هم‌محور ضربدری به دلیل سختی بالا و ساده بودن طراحی، کاربرد وسیعی دارند؛ اما در فلسفه‌های جدید طراحی علاوه بر سختی، نیاز به تأمین شکل‌پذیری کافی برای سازه‌ها نیز وجود دارد که سیستم‌های مختلفی بدین منظور طراحی شده‌اند. سیستم مهاربندی زانویی (Knee-Braced) یکی از این سیستم‌هاست (شکل ۱). در مهاربند زانویی، عضو قطری تأمین‌کننده سختی سیستم است، در حالی که عضو زانویی با جاری شدن خود در زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری لازم را فراهم می‌کند. در سال ۲۰۰۰، Ghobarah و همکاران [۱،۲] به بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر کوتاه که با مهاربند فولادی هم‌محور و برون‌محور مقاوم شده‌اند، پرداخته‌اند. در سال ۲۰۰۳، ماهری و اکبری [۳] در مقاله‌ای به بررسی ضریب رفتار ساختمان‌های بتن مسلح مهاربندی شده با مهاربند ضربدری و زانویی پرداختند. در سال ۱۹۹۷، ماهری و صاحبی [۴] در یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی استفاده از مهاربند فولادی در سازه‌های بتنی پرداختند. در سال ۲۰۰۳، ماهری، کوثری و رزازان [۵] بر روی قاب‌های بتنی شکل‌پذیر با مقیاس ۱:۳ که به طور مستقیم (بدون استفاده از قاب فولادی) توسط مهاربند ضربدری و زانویی مقاوم‌سازی شده‌اند، آزمایش بارافزون انجام دادند. در سال ۲۰۰۳، ماهری و حاجی‌پور [۶] آزمایش‌هایی را بر روی ۳ نوع اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی با مقیاس کامل انجام دادند.



شکل ۱- سیستم مهاربند زانویی [۸]

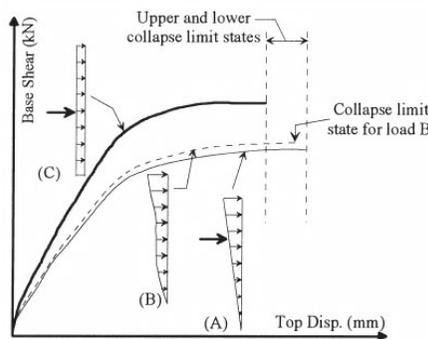
۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در روش استاتیکی غیرخطی، بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص مرحله به مرحله افزایش می‌یابد و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز بام با استفاده از نمودار برش پایه- تغییر مکان جانبی، ارزیابی می‌شود. به این نمودار منحنی ظرفیت سازه گفته می‌شود.

۲-۱- الگوی توزیع بار جانبی

در این مقاله دو نوع توزیع بار جانبی بر مدل‌های سازه‌ای اعمال شده است. توزیع نوع اول متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی می‌باشد. به این توزیع بار، توزیع مثالی نیز گفته می‌شود (توزیع A در شکل ۲). توزیع نوع دوم توزیع یکنواختی است که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود (توزیع C در شکل ۲). توزیع B در این شکل توزیعی متناسب با شکل مودهای ارتعاش سازه است و در این مقاله مورد استفاده قرار نگرفته است.

در توزیع یکنواخت به دلیل پایین تر بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی نسبت به توزیع مثالی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی بزرگ است و این توزیع اصولاً برش پایه بیشتر و تغییر مکان کمتری ایجاد می‌کند. توزیع بار به صورت مثالی همانطور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، برآورد بهتری از حداکثر تغییر مکان‌های نسبی در مقایسه با توزیع یکنواخت و چند مودی ایجاد می‌کند [۹].



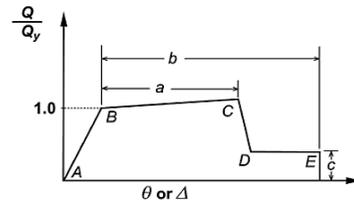
شکل ۲- تفاوت سه الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل

استاتیکی غیرخطی [۹]

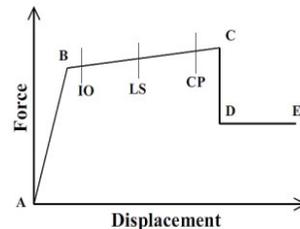
۲-۲- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش

مفاصل پلاستیک

در نرم افزار SAP2000، برای هر درجه آزادی نیرویی (نیروی محوری و نیروی برشی) و هر درجه آزادی لنگر (لنگر خمشی و پیچشی) به ترتیب منحنی رفتار نیرو- تغییر مکان پلاستیک و لنگر- دوران پلاستیک مطابق شکل ۳ قابل تعریف است. با استفاده از این منحنی ها، می توان رفتار عضو تحت نیروهای وارده را در نقطه تسلیم (نقطه B) و ناحیه پس از تسلیم (ناحیه پلاستیک) مدل کرد.



شکل ۳- پارامترهای مدل سازی مفاصل پلاستیک [۱۰]



شکل ۴- معیارهای پذیرش مفاصل پلاستیک [۱۰]

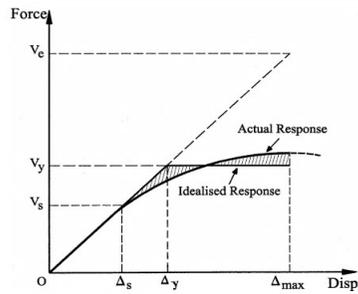
در شکل ۴ معیارهای پذیرش سطح عملکرد خدمت رسانی بیوقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) نشان داده شده است. این مقادیر در واقع معیاری برای طراحی بر اساس عملکرد می باشند و همانطور که در این شکل دیده می شود برای اکثر اعضای سازه ای در محدوده بین B تا C قرار دارند. در این مقاله برای تیرهای بتنی از مفاصل M_3 ، برای ستون های بتنی از مفاصل PM_3 و برای مهارندهای ضربداری از مفاصل P استفاده می شود. با توجه به این که عضو زانویی در سیستم مهاربند زانویی به گونه ای طراحی شده است که عملکرد خمشی داشته باشد، برای آن از مفصل خمشی M_3 استفاده شده است. هم چنین در سیستم مهاربند زانویی انتظار رفتار غیرارتجاعی از مهاربند قطری نمی رود و بنابراین برای این عضو که در واقع یک عضو کنترل شونده توسط نیرو می باشد، مفصل پلاستیک تغییر مکانی تعریف نمی شود.

۲-۳- مفهوم شکل پذیری

قابلیت سازه در تحمل تغییر شکل های غیرالاستیک بدون این که دچار فروریزش شود، شکل پذیری نامیده می شود. با توجه به رابطه ۱ مشاهده می شود ضریب شکل پذیری μ ، قابلیت سازه را در ورود به تغییر شکل های پلاستیک نشان می دهد.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad \text{رابطه ۱}$$

در شکل ۵، پارامترهای Δ_y و Δ_{max} نشان داده شده است.



شکل ۵- پارامترهای مورد استفاده در محاسبه

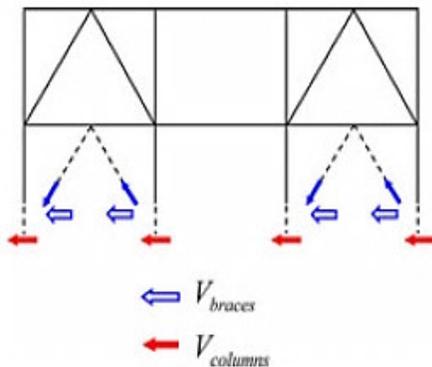
شکل پذیری [۳]

۲-۴- تعیین نقطه عملکرد

با توجه به این که تغییر مکان های غیرالاستیک باعث افزایش میرایی و کاهش تقاضا می شود، برای تعیین نقطه عملکرد همانند آنچه در شکل ۶ مشاهده می شود چندین طیف تقاضا مورد نیاز است. این طیف های تقاضا مطابق روشی که در زیر بیان شده است تشکیل یک طیف تقاضای منفرد برای میرایی های متفاوت را می دهند:

۱. یک خط شعاعی از مبدا مختصات به گونه ای رسم می شود که طیف ظرفیت را در یک نقطه دلخواه قطع کند. این خط نشان دهنده یک خط با پیوند ثابت است.
۲. مساحت زیر طیف ظرفیت تا نقطه تقاطع محاسبه می شود. این مساحت برابر با میرایی تا نقطه مورد نظر است. این سطح در شکل ۶ به صورت پررنگ نشان داده شده است.
۳. طیف تقاضا برای میرایی به دست آمده از مرحله قبل رسم می شود.
۴. محل برخورد خط شعاعی رسم شده با طیف تقاضا، نشان دهنده یک نقطه روی منحنی طیف تقاضای منفرد است.

تحقیقات وی نشان داده‌است قاب‌هایی که ستون‌های آن ضابطه فوق را رعایت نمی‌کند برای تحمل نیروهای لرزه‌ای نیازمند یک سیستم مهاربندی قوی می‌باشد و بنابراین اکثر تغییرشکل‌های پلاستیک، به جای مهاربند در خود قاب ایجاد می‌شود و برای تشکیل مکانیسم شکست ستون قوی-تیر ضعیف-مهاربند ضعیف‌تر تضمینی وجود ندارد [۱۳].

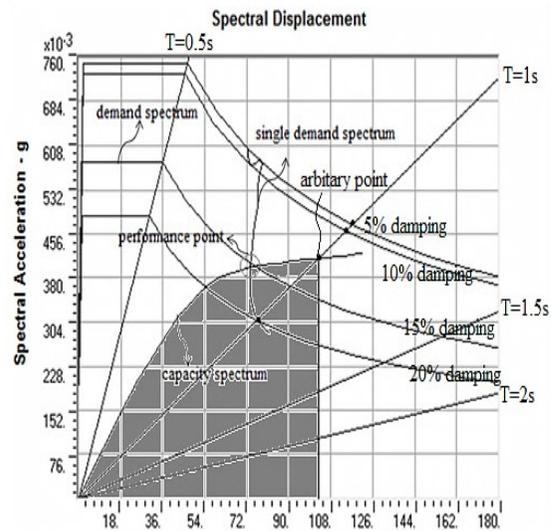


شکل ۷- سهم مشارکت ستون و مهاربند در قاب‌های خمشی مهاربندی شده [۱۳]

در این مقاله، ۱۱ مدل برای قاب‌های خمشی بتنی مهاربندی شده با مهاربند ضربردی و ۱۱ مدل برای قاب‌های خمشی مهاربندی شده با مهاربند زانویی در نظر گرفته شده‌است. مقطع مهاربند برای هر یک از مدل‌ها در کل ارتفاع ثابت است. نامگذاری مدل‌ها بدین صورت است که عددی که بعد از حرف F آمده‌است تعداد طبقات مدل را نشان می‌دهد. حرف X نشان دهنده سیستم مهاربند ضربردی و حرف K نشان دهنده سیستم مهاربند زانویی می‌باشد. حرف S مخفف کلمه Sample است و اعداد بعد از آن الگوهای مختلف مدل را نشان می‌دهد. در شکل ۸ سهم مشارکت ستون و مهاربند در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربردی آمده‌است.

در شکل ۹ سهم مشارکت ستون و مهاربند در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند زانویی آمده‌است. سهم مشارکت هر یک از دو مجموعه (ستون بتنی و مهاربند فولادی) در تحمل بارهای وارده، براساس سختی جانبی آن‌ها نسبت به یکدیگر تعیین می‌شود.

این خط شعاعی برای نقاط مختلف طیف ظرفیت رسم می‌شود. مساحت زیر منحنی طیف ظرفیت تا هر نقطه نشان‌دهنده یک مقدار میرایی خاص از سازه است. برای میرایی‌های متفاوت منحنی طیف تقاضا رسم می‌شود و نقطه تقاطع خط شعاعی با طیف تقاضا به دست می‌آید. مجموع این نقاط تشکیل یک منحنی می‌دهد که اصطلاحاً منحنی طیف تقاضای منفرد برای میرایی‌های متفاوت نامیده می‌شود. همانطور که در شکل ۶ دیده می‌شود، محل تلاقی منحنی طیف تقاضای منفرد و منحنی ظرفیت، نقطه عملکرد سازه را مشخص می‌کند.



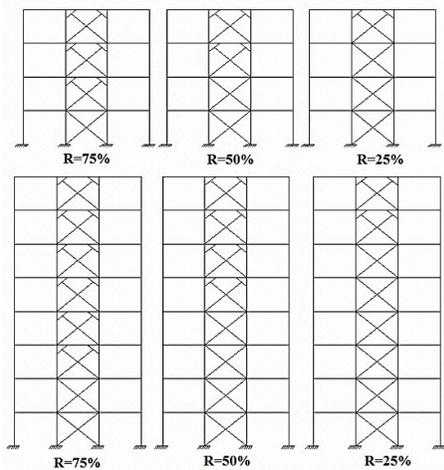
شکل ۶- روند تعیین نقطه عملکرد با استفاده از منحنی طیف تقاضای منفرد

۳- مدل‌های مورد بررسی و فرضیات مدل‌سازی

مطابق ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه کشور مکزیک (NTCS-04) قاب‌های خمشی بتنی مهاربندی شده هم‌محور^۱ باید با در نظر گرفتن سهم مشارکت (شکل ۷) دو سیستم سازه‌ای خود یعنی قاب خمشی بتنی و سیستم مهاربند فولادی تحلیل شوند. این آیین‌نامه بیان می‌کند به‌منظور داشتن رفتار شکل‌پذیر، ستون‌های قاب خمشی بتنی در تمام طبقات باید بدون مشارکت مهاربند فولادی، حداقل ۵۰ درصد نیروهای لرزه‌ای را تحمل کنند. Gondinez به منظور بررسی صحت این بند آیین‌نامه مطالعات مفصلی بر روی قاب‌های خمشی بتنی مهاربندی شده با مهاربند هشتی با سهم‌های مشارکت متفاوت، انجام داده‌است. نتایج

¹ moment-resisting reinforced concrete concentric braced frames (RC-MRCBFs)

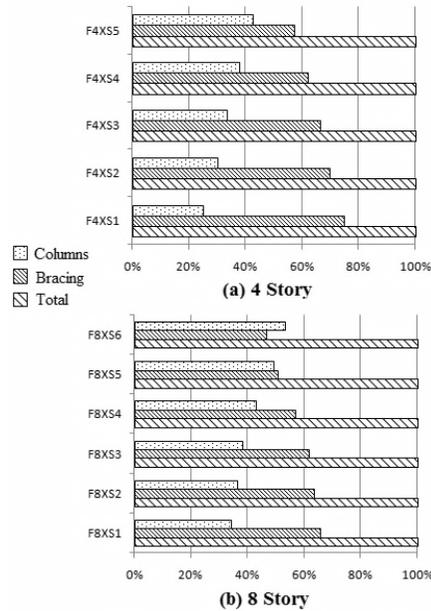
ضربداری در قسمت تحتانی و مهاربند زانویی در قسمت فوقانی قاب قرار داده شده است. نام گذاری مدل‌های مورد بررسی برای قاب‌های مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربداری و زانویی به این صورت است که به عنوان مثال مدل F4XXK1R75 حاصل ترکیب دو مدل F4XS1 و F4KS1 می‌باشد. در نامگذاری فوق پارامتر R بیانگر نسبت تعداد طبقاتی که با مهاربند زانویی مهاربندی شده‌اند به تعداد کل طبقات قاب به درصد می‌باشد و در شکل ۱۰ برای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه نشان داده شده است. با توجه به این شکل سه حالت ترکیبی برای هر یک از مدل‌ها در نظر گرفته شده که جمعاً ۱۵ مدل ترکیبی برای قاب‌های ۴ طبقه و ۱۸ مدل ترکیبی برای قاب‌های ۸ طبقه مورد بررسی قرار می‌گیرد.



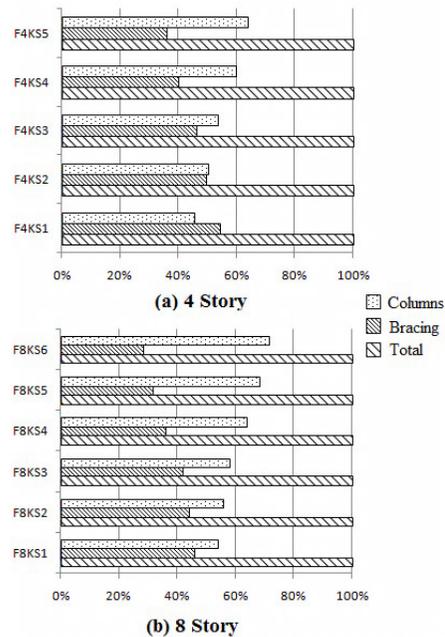
شکل ۱۰- پارامتر R در سیستم‌های ترکیبی

۳-۱- طول عضو زانویی در قاب بتنی مهاربندی شده

از آنجا که بیشتر تحقیقات در مورد مهاربند زانویی به کاربرد آن در قاب‌های فولادی مرتبط می‌شود و هم‌چنین به دلیل نقش کلیدی عضو زانویی در سیستم مهاربند زانویی، در این مقاله به منظور بررسی تاثیر طول عضو زانویی بر رفتار قاب‌های بتنی مهاربندی شده با این سیستم، یک قاب یک طبقه و یک دهانه به عرض 4.0 m و ارتفاع 3.2 m با مقادیر مختلف برای پارامتر X (0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته است. پارامتر X بیانگر نسبت h/H یا همان نسبت b/B در شکل ۱ است و تغییر در مقدار آن فقط طول عضو زانویی را تغییر می‌دهد و بر زاویه قرارگیری آن اثری



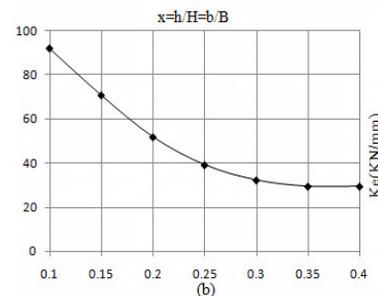
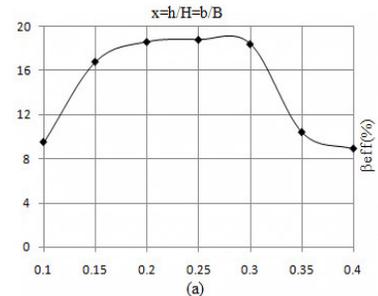
شکل ۸- سهم مشارکت ستون و مهاربند در قاب‌های (a) ۴ طبقه و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربداری



شکل ۹- سهم مشارکت ستون و مهاربند در قاب‌های (a) ۴ طبقه و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند زانویی

با توجه به بند ۲-۳-۹ آیین‌نامه ۲۸۰۰، قسمت تحتانی سازه‌هایی که از دو نوع سیستم سازه‌ای جداگانه برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع سازه استفاده می‌کنند، نباید از قسمت فوقانی شکل پذیرتر باشد. بنابراین به منظور ترکیب سیستم مهاربند ضربداری و زانویی در ارتفاع در تمامی مدل‌ها، مهاربند

ندارد. همانطور که در شکل ۱۱ (a) دیده می‌شود، برای مقادیر X بین ۰/۱۵ تا ۰/۳ میرایی مؤثر قاب بتنی مهاربندی‌شده تقریباً ثابت بوده و بیشترین مقدار را دارد و هم‌چنین در شکل ۱۱ (b) مشاهده می‌شود که با افزایش طول عضو زانویی (افزایش پارامتر X) سختی قاب کاهش می‌یابد. بنابراین در این مقاله در تمامی مدل‌ها از $X=0.2$ برای سیستم مهاربند زانویی استفاده شده است.



شکل ۱۱- تأثیر طول عضو زانویی بر (a) میرایی و (b) سختی قاب‌های بتنی مهاربندی‌شده با سیستم مهاربند زانویی

۳-۲- ابعاد و مقاطع قاب‌های بتنی

در شکل ۱۲ ابعاد و نام مقاطع به کار رفته در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه نشان داده شده است. قاب ۴ طبقه با ارتفاع 12.8m نماینده قاب‌های با ارتفاع کوتاه و قاب ۸ طبقه با ارتفاع 25.6m نماینده قاب‌های با ارتفاع متوسط می‌باشد. تیرهای بتنی دارای مقطع مستطیل می‌باشند و ابعاد مقطع B1 350×300، مقطع B2 300×400، مقطع B3 350×400 و مقطع B4 400×400 میلی‌متر می‌باشد. در جدول ۱ هم عرض و ارتفاع مقطع ستون‌های بتنی، مشخصات میلگردگذاری و هم‌چنین ظرفیت‌های ستون آمده است.

۳-۳- مقاطع مهاربند فولادی

در جدول ۲ مقطع مهاربند فولادی به همراه ویژگی هندسی آن‌ها آمده است. تمام مقاطع مورد استفاده برای مهاربند‌های

ضربداری مقطع قوطی شکل می‌باشد. در این جدول b و t به ترتیب عرض و ضخامت مقطع و نسبت b/t نسبت عرض به ضخامت مقطع می‌باشد. شعاع ژیراسیون مقطع، A سطح مقطع و KL/r نسبت لاغری مقطع می‌باشد. آیین‌نامه ۲۸۰۰ در پیوست ۲ مقرر کرده است که لاغری مهاربند‌های هم‌محور به $6025/\sqrt{F_y}$ محدود گردد که برای فولاد ST37 با تنش تسلیم $F_y=2400\text{kg/cm}^2$ برابر با ۱۲۳ است. همانطور که در جدول ۲ دیده می‌شود، لاغری مقاطع مورد استفاده برای مهاربند‌های ضربه‌داری نزدیک به عدد اشاره شده می‌باشد. مطابق ضوابط طرح لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، لازم است مقطع مهاربند برای جلوگیری از کمانش‌های موضعی فشرده باشد. بدین منظور نسبت عرض b به ضخامت t مقطع به $0.65\sqrt{E/F_y}$ که برای فولاد ST37 با تنش تسلیم $F_y=2400\text{kg/cm}^2$ و ضریب ارتجاعی فولاد E برابر با $2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2$ تقریباً برابر با ۱۹ است؛ محدود می‌شود. همانطور که در جدول ۲ دیده می‌شود، تمام مقاطع مورد استفاده برای مهاربند‌های ضربه‌داری شرایط

فشرده‌گی مقطع را ارضا می‌نمایند.

به منظور داشتن ظرفیت جذب انرژی بالا، بهتر است عضو زانویی به گونه‌ای طراحی شود که تسلیم خمشی آن بر تسلیم برشی مقدم باشد. بدین منظور نیاز است که طول عضو زانویی L_K رابطه ۲ را ارضا نماید [۱۴]. در این رابطه M_p لنگر پلاستیک مقطع عضو زانویی و V_p ظرفیت برشی پلاستیک عضو زانویی می‌باشد، که به ترتیب از روابط ۳ و ۴ محاسبه می‌شوند.

$$L_K \geq \frac{4 M_p}{V_p} \quad \text{رابطه ۲}$$

$$M_p = Z F_y \quad \text{رابطه ۳}$$

$$V_p = t b F_y / \sqrt{3} \quad \text{رابطه ۴}$$

در رابطه ۳، Z اساس مقطع پلاستیک عضو زانویی می‌باشد. مقادیر Z و $4M_p/V_p$ در جدول ۳ آمده است. از آن‌جا که طول عضو زانویی L_K در تمام مدل‌های مورد بررسی 1024mm می‌باشد، با توجه به مقادیر $4M_p/V_p$ در جدول ۳ و طبق رابطه ۲ در تمامی مدل‌ها، عضو زانویی در خمش تسلیم خواهد شد.

جدول ۲- مشخصات مقطع مهاربند در سیستم مهاربند

ضربدری

نام مقطع	b/t	r(mm)	A(mm ²)	kL/r
Box90×10	۹	۳۲/۹	۳۲۰۰	۱۰۴
Box 90×9	۱۰	۳۳/۳	۲۹۱۶	۱۰۳
Box 90×8	۱۱/۲۵	۳۳/۶	۲۶۲۴	۱۰۲
Box 80×8	۱۰	۲۹/۶	۲۳۰۴	۱۱۶
Box 80×6	۱۳/۳۳	۳۰/۳	۱۷۷۶	۱۱۳
Box 80×5	۱۶	۳۰/۷	۱۵۰۰	۱۱۲
Box 70×5	۱۴	۲۶/۶	۱۳۰۰	۱۲۹
Box 70×4	۱۷/۵	۲۷	۱۰۵۶	۱۲۷

جدول ۳- مشخصات مقطع مهاربند در سیستم مهاربند

زانویی

نام مقطع	Z (mm ³)	4M _p /V _p (mm)	P _y (KN)	P _c (KN)
Box90×10	۹۶۵۰۰	۳۷۱	۷۵۳	۳۷۰
Box 90×9	۸۸۹۳۸	۳۸۰	۶۸۶	۳۴۲
Box 90×8	۸۰۹۴۴	۳۸۹	۶۱۷	۳۱۲
Box 80×8	۶۲۴۶۴	۳۳۸	۵۴۲	۲۳۹
Box 80×6	۴۹۳۹۲	۳۵۶	۴۱۸	۱۸۷
Box 80×5	۴۲۲۵۰	۳۶۶	۳۵۳	۱۶۱
Box 70×5	۳۱۷۵۰	۳۱۳	۳۰۶	۱۱۵
Box 70×4	۲۶۱۶۸	۳۲۳	۲۴۸	۹۵

۳-۴- فرضیات مدل سازی

طراحی قاب بتنی با فرض قاب خمشی با شکل پذیری متوسط و مطابق آیین نامه ACI318-05 و طراحی مهاربند فولادی مطابق آیین نامه UBC97-ASD انجام شده است. وزن قاب بر مبنای تمام بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده مؤثر، محاسبه شده است. اثرات ترک خوردگی در اعضای بتنی با اعمال ضرایب کاهش در ممان اینرسی آنها لحاظ شده است. اثرات P-Δ در تحلیل قاب در نظر گرفته شده است. مقاومت مشخصه بتن ۲۵ مگاپاسکال، تنش تسلیم میلگردهای طولی و عرضی (خاموت) به ترتیب ۴۰۰ و ۳۰۰

محوری در مهاربندهای قطری بر اساس نیروهای فشاری و کششی

به ترتیب با روابط ۵ و ۶ صورت می گیرد.

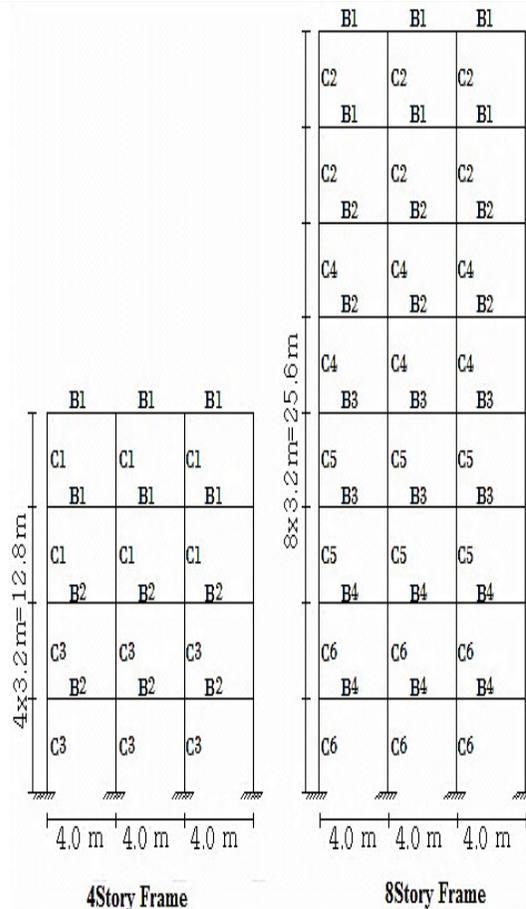
$$P_c = 1.7 F_{as} A \quad \text{رابطه ۵}$$

$$P_y = F_y A \quad \text{رابطه ۶}$$

جدول ۱- ابعاد، میلگردها و ظرفیت های ستون های

بتن مسلح

نام مقطع	b(mm)	h(mm)	میلگردهای طولی	ظرفیت فشاری (KN)	ظرفیت کششی (KN)
C1	۳۵۰	۳۵۰	12Φ12	۲۴۴۵	۵۳۲
C2	۳۵۰	۳۵۰	12Φ16	۲۷۵۹	۹۴۶
C3	۴۰۰	۴۰۰	12Φ14	۳۲۱۷	۷۲۵
C4	۴۰۰	۴۰۰	16Φ16	۳۶۲۳	۱۲۶۲
C5	۴۵۰	۴۵۰	16Φ18	۴۵۸۶	۱۵۹۷
C6	۵۰۰	۵۰۰	16Φ20	۵۶۶۱	۱۹۷۱



شکل ۱۲- ابعاد و مقاطع قاب های ۴ و ۸ طبقه

نقطه عملکرد قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند زانویی تحت توزیع بار مثلثی نیز در شکل ۱۷ با رسم یک دایره نشان داده شده است. نام مدل مورد بررسی در زیر طیف ظرفیت مربوطه درج گردیده است. همانطور که در این شکل دیده می‌شود به دلیل تسلیم شدن عضو زانویی، نقطه عملکرد سازه برخلاف مهاربند ضربدری در تمامی مدل‌های ۴ و ۸ طبقه در ناحیه پلاستیک منحنی ظرفیت قرار دارد.

۴-۲- منحنی ظرفیت

در شکل ۱۴ منحنی ظرفیت قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی‌شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی تحت توزیع بار مثلثی نشان داده شده است. در این شکل منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری و قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند زانویی مربوطه نیز آمده است. لازم به ذکر است که کلیه منحنی‌های ظرفیت دقیقاً تا جایی که افت مقاومت در سازه رخ می‌دهد، رسم شده‌اند. همانطور که انتظار می‌رفت و در این شکل نیز دیده می‌شود، منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی‌شده با سیستم ترکیبی بین منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری و زانویی قرار گرفته‌اند. به وضوح در شکل ۱۴ دیده می‌شود که در تمامی مدل‌ها قاب‌های مهاربندی‌شده با سیستم ترکیبی با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ برش پایه کمتر و تغییر مکان بیشتری دارند. یعنی می‌توان گفت قاب‌های با $R=75\%$ مقاومت یا ظرفیت باربری کمتر و شکل‌پذیری بیشتری دارند. نتیجه دیگری که از شکل ۱۴ استخراج می‌شود این است که به ترتیب از مدل F4XS1 تا مدل F4XS5 (مهاربند‌های صرفاً ضربدری)، برش پایه سازه کاهش و تغییر مکان سازه افزایش می‌یابد. هم‌چنین به ترتیب از مدل F4KS1 تا مدل F4KS5 (مهاربند‌های صرفاً زانویی) نیز، برش پایه سازه کاهش و تغییر مکان سازه افزایش می‌یابد. یعنی هم در قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری و هم در قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند زانویی، کاهش سهم مشارکت مهاربند باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود.

در شکل ۱۸ منحنی ظرفیت قاب‌های ۸ طبقه مهاربندی‌شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی تحت توزیع بار مثلثی نشان داده شده است. در این شکل منحنی ظرفیت قاب‌های

مگا پاسکال و تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی ۲۴۰ و ۳۷۰ مگا پاسکال می‌باشد. بار مرده 650kg/m^2 و بار زنده 200kg/m^2 در نظر گرفته شده است، که با فرض عرض باربر ۳ متر برای یک قاب دو بعدی، مقدار بار مرده و زنده اعمالی به تیرهای قاب، به ترتیب 1950kg/m و 600kg/m می‌باشد. با فرض قرارگیری قاب‌ها بر روی خاک نوع ۲ و منطقه با خطر نسبی زیاد و اهمیت متوسط برای سازه، پارامترهای موردنیاز در محاسبه ضریب برش پایه C از آیین‌نامه ۲۸۰۰، استخراج شده و در جدول ۴ آمده است.

۴-۶- بررسی نتایج

۴-۱- نقطه عملکرد

نقطه عملکرد قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری تحت توزیع بار مثلثی که از تقاطع طیف تقاضای منفرد و طیف ظرفیت سازه به دست می‌آید، در شکل ۱۳ با رسم یک دایره نشان داده شده است. نام مدل مورد بررسی در زیر طیف ظرفیت مربوطه درج گردیده است. همانطور که در این شکل دیده می‌شود در قاب‌های ۴ طبقه، نقطه عملکرد سازه در مدل F4XS1 تقریباً در ناحیه خطی منحنی ظرفیت قرار گرفته است و به ترتیب تا مدل F4XS5 به سمت ناحیه پلاستیک حرکت می‌کند. علت این امر آن است که مدل F4XS1 با بیشترین سهم مشارکت مهاربند، مهاربند‌های قوی‌ای دارد و عمدتاً به صورت الاستیک عمل می‌کند و شکل‌پذیری کمی دارد و مدل F4XS5 با کمترین سهم مشارکت مهاربند، مهاربند‌های ضعیفی دارد و عمدتاً با تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربند‌ها به صورت غیرالاستیک عمل می‌کند و شکل‌پذیری بیشتری دارد. در قاب‌های ۸ طبقه نیز، نقطه عملکرد سازه در مدل F8XS1 تقریباً در ناحیه خطی منحنی ظرفیت قرار گرفته است و به ترتیب تا مدل F8XS6 به سمت ناحیه پلاستیک حرکت می‌کند. علت این امر آن است که از مدل F8XS1 تا مدل F8XS6 کاهش سهم مشارکت مهاربند یا به عبارتی دیگر استفاده از مهاربند‌های ضعیف‌تر در قاب، سبب تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربند‌ها شده است و پاسخ قاب را به سمت ناحیه غیرالاستیک سوق داده است.

در شکل ۱۹ مفصل پلاستیک تشکیل شده در قاب‌های ۴ طبقه F4XS1 و F4KS1 و قاب‌های ۸ طبقه F8XS1 و F8KS1 تحت توزیع بار مثلثی به عنوان نمونه آمده است. این مفصل پلاستیک مربوط به گامی است که افت شدید در مقاومت سازه رخ می‌دهد و به همین علت به آن مکانیسم فروریزش (Collapse mechanism) اطلاق می‌شود. در این شکل دیده می‌شود که نیروهای محوری بزرگی که از مهاربند ضربدری به ستون منتقل شده، منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در هر دو انتهای ستون شده است. این مسأله به هیچ عنوان مطلوب نمی‌باشد. مشکل یادشده در مورد مهاربندهای زانویی وجود ندارد. لازم به ذکر است که، کاهش سهم مشارکت مهاربند در سیستم مهاربند ضربدری، به عبارتی دیگر استفاده از مهاربندهای ضعیف‌تر، سبب تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربندها شده و مشکل فوق را قدری مرتفع می‌نماید. علت تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون هم فرض گیرداری کامل برای تکیه‌گاه می‌باشد که در عمل به دلیل انعطاف‌پذیری پی این گیرداری صد در صد نیست. هرچند مفصل ذکرشده دارای دوران‌های کوچکی می‌باشند.

در شکل ۲۰ مفصل پلاستیک قاب‌های ۴ طبقه F4XK1R75، F4XK1R50 و F4XK1R25 و قاب‌های ۸ طبقه F8XK1R75، F8XK1R50 و F8XK1R25 تحت توزیع بار مثلثی به عنوان نمونه آمده است. همانطور که در این شکل دیده می‌شود در قاب‌های مهاربندی شده با سیستم ترکیبی با $R=75\%$ مشکل ذکرشده در مورد مهاربندهای ضربدری رفع شده و ستون‌ها عمدتاً الاستیک باقی مانده‌اند.

۴-۴-۴- سختی سازه

همانطور که در شکل ۲۱ دیده می‌شود در تمامی مدل‌ها، سختی مهاربند ضربدری (CBF) هم در قاب‌های ۴ طبقه و هم در قاب‌های ۸ طبقه از سختی مهاربند زانویی (KBF) بیشتر می‌باشد. در این شکل سختی مؤثر ارائه شده است، که غالباً با شیب ناحیه خطی منحنی ظرفیت برابر می‌باشد. در شکل ۲۱ دیده می‌شود که در تمامی مدل‌های ۴ طبقه، قاب‌های با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ سختی کمتری دارند اما سختی آن‌ها از سختی مهاربند زانویی معادلشان بیشتر است. پیشتر در

مهاربندی شده با مهاربند ضربدری و قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند زانویی مربوطه نیز آمده است. همانطور که انتظار می‌رفت و در این شکل نیز دیده می‌شود، منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده با سیستم ترکیبی بین منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند ضربدری و زانویی قرار گرفته‌اند. به وضوح در شکل ۱۸ دیده می‌شود که در تمامی مدل‌ها، قاب‌های مهاربندی شده با سیستم ترکیبی با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ برش پایه کمتری دارند. یعنی می‌توان گفت قاب‌های با $R=75\%$ مقاومت یا ظرفیت باربری کمتری دارند. در مورد شکل‌پذیری این قاب‌ها از روی منحنی ظرفیت نمی‌توان اظهار نظر قطعی کرد و این مسأله در بخش‌های بعدی بررسی خواهد شد.

جدول ۴- پارامترهای مورد نیاز در محاسبه ضریب برش

پایه C

	۴ طبقه	۸ طبقه
A	۰/۳	۰/۳
T(s)	۰/۳۳۸	۰/۵۶۹
T0	۰/۱	۰/۱
Ts	۰/۵	۰/۵
S	۱/۵	۱/۵
B	۲/۵	۲/۳
I	۱	۱
R	۷	۷
C=ABI/R	۰/۱۰۷	۰/۰۹۸

۴-۳- نیروهای محوری و مکانیسم فروریزش سازه

شکل ۱۵ و ۱۶ نسبت نیروی محوری فشاری به ظرفیت فشاری (P/P_n) و هم‌چنین نسبت نیروی محوری کششی به ظرفیت کششی (T/T_n) در ستون‌های طبقه اول در دهانه مجاور مهاربند را به ترتیب در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربدری و مهاربند زانویی نشان می‌دهد. این نیروهای محوری تحت توزیع بار مثلثی و در نقطه عملکرد به دست آمده‌اند. همانطور که در این اشکال دیده می‌شود، مهاربند ضربدری در تمامی مدل‌ها نیروهای محوری بیشتری را نسبت به مهاربند زانویی به ستون‌های مجاور خود منتقل می‌کند.

نکته دیگری که در شکل ۲۲ به چشم می‌خورد، بیشتر بودن شکل‌پذیری قاب‌های ۴ طبقه نسبت به قاب‌های ۸ طبقه می‌باشد. در مورد علت بیشتر بودن شکل‌پذیری قاب‌های ۴ طبقه بتنی مهاربندی شده نسبت به قاب‌های ۸ طبقه می‌توان گفت، معرفی سیستم مهاربندی به قاب‌های خمشی ۴ طبقه سبب افزایش شدید سختی قبل از تسلیم K_e آن‌ها می‌شود که این افزایش در قاب‌های ۸ طبقه به این اندازه نیست. این افزایش سختی در قاب‌های ۴ طبقه سبب کاهش تغییر مکان تسلیم آن‌ها و افزایش شکل‌پذیری محاسبه شده از رابطه $\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$ می‌شود. کاهش شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات بیشتر توسط Assaf [۳] در مورد قاب‌های خمشی ویژه فولادی نیز بیان شده است.

۴-۶- شتاب طیفی وارد به سازه

شتاب طیفی الاستیک به صورت شتاب حداکثر پاسخ سیستم یک درجه آزادی با جرم واحد و پیوند برابر با پیوند سیستم اصلی زمانی که تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرد، تعریف می‌شود. با توجه به این که شتاب طیفی الاستیک برای سیستمی با جرم واحد محاسبه می‌شود، با نیروی طیفی الاستیک که ابزاری برای اندازه‌گیری میزان تقاضای لرزه‌ای سیستم است؛ برابر می‌باشد [۱].

همانطور که در شکل ۲۳ دیده می‌شود، شتاب طیفی وارد بر سازه در تمامی مدل‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربدری از مهاربند زانویی بیشتر است. این مسأله نشان می‌دهد که مهاربند ضربدری نسبت به مهاربند زانویی تقاضای لرزه‌ای بیشتری دارد و نیروهای بیشتری را به سازه وارد می‌کند و در تمامی مدل‌های ذکر شده با کاهش سهم مهاربند (از مدل S1 تا S5 در قاب‌های ۴ طبقه و مدل S1 تا S6 در قاب‌های ۸ طبقه) شتاب طیفی وارد بر سازه کاهش می‌یابد.

هم‌چنین با توجه به این شکل، در تمامی مدل‌های ۴ و ۸ طبقه، قاب‌های با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ و هم‌چنین مهاربند ضربدری معادلشان، شتاب طیفی کمتری را به سازه وارد می‌کنند. همانطور که در این شکل دیده می‌شود شتاب طیفی قاب‌های با $R=25\%$ در تمامی مدل‌های ۸ طبقه با مهاربند ضربدری معادلشان یکسان است.

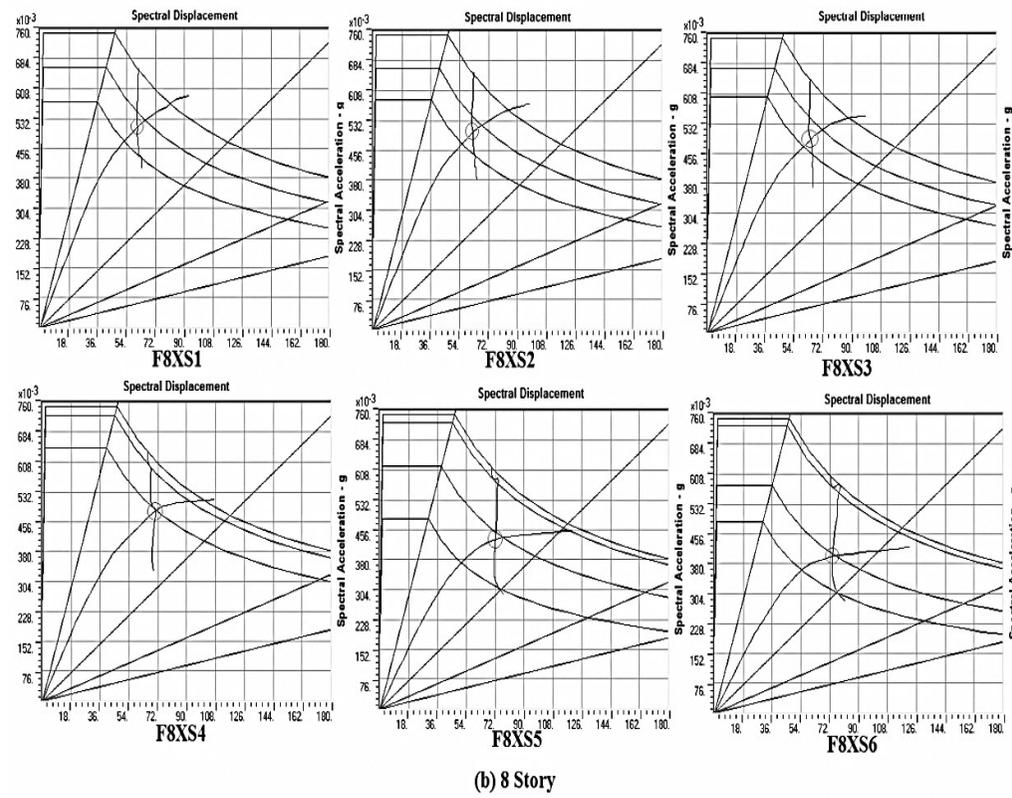
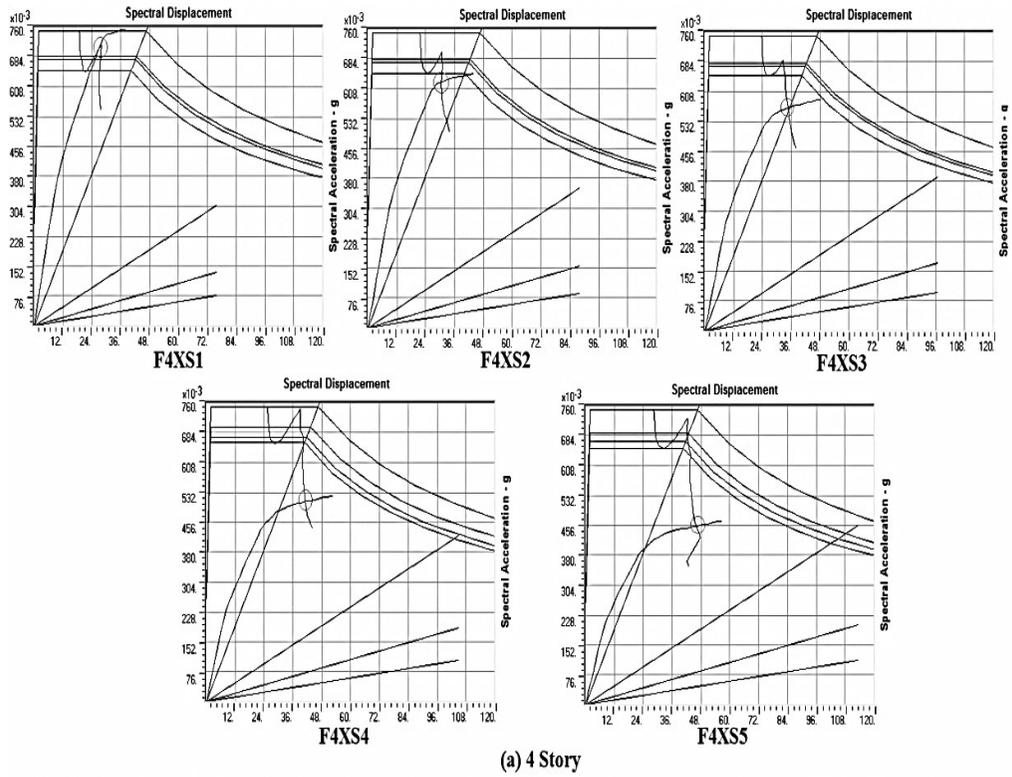
بررسی منحنی ظرفیت قاب‌های مذکور اشاره شده بود که قاب‌های با $R=75\%$ مقاومت کمتری نیز نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ دارند.

در شکل ۲۱ دیده می‌شود که در تمامی مدل‌های ۸ طبقه، قاب‌های با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ سختی کمتری دارند اما سختی آن‌ها از سختی مهاربند زانویی معادلشان کمی بیشتر است. هم‌چنین همانطور که در این شکل دیده می‌شود سختی قاب‌های با $R=25\%$ با سختی مهاربند ضربدری معادل، تقریباً یکسان است.

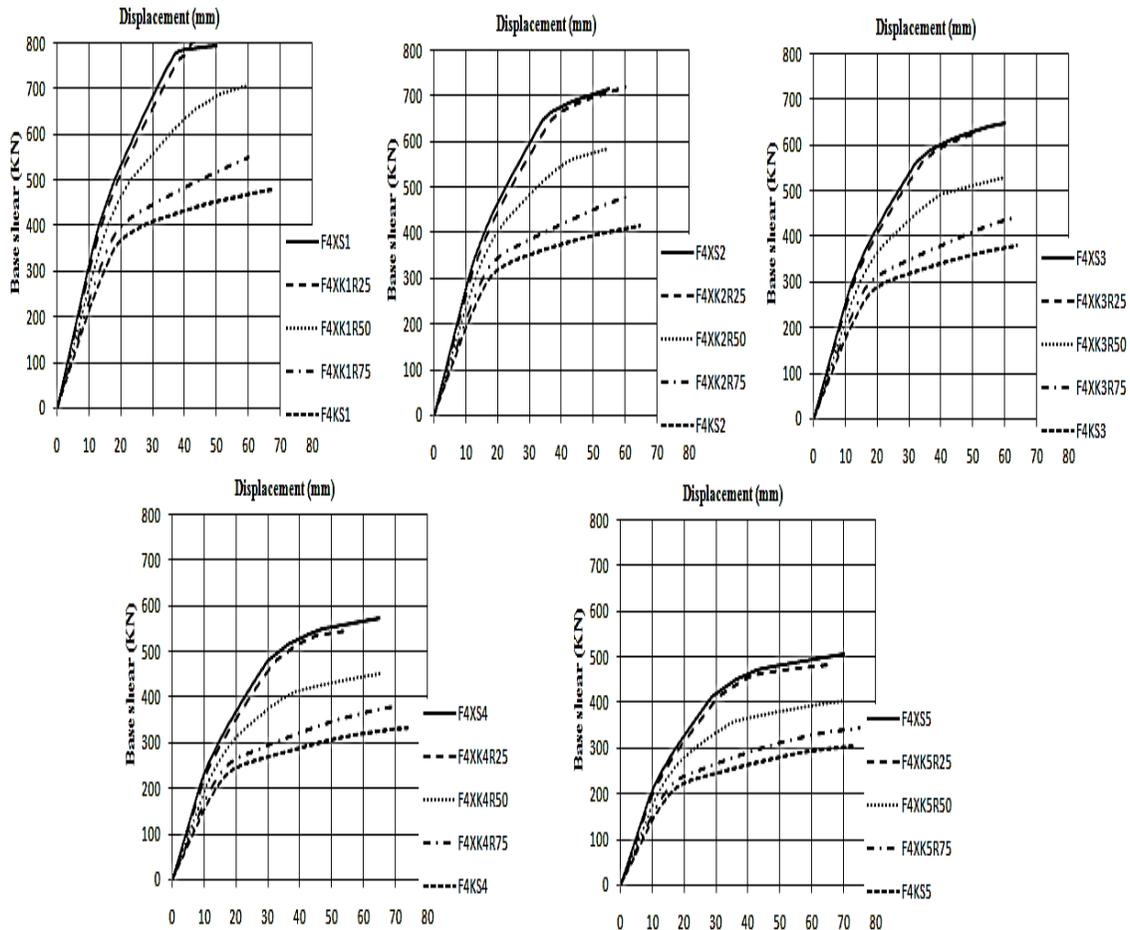
۴-۵- شکل‌پذیری سازه

در شکل ۲۲ دیده می‌شود که در تمامی مدل‌های ۴ طبقه، شکل‌پذیری مهاربند زانویی از مهاربند ضربدری بیشتر است. اما شکل‌پذیری مهاربند ضربدری و زانویی در مدل‌های ۸ طبقه با هم تفاوت چندانی ندارد و فقط در مدل‌های S5 و S6، شکل‌پذیری مهاربند زانویی کمی بیشتر از مهاربند ضربدری می‌شود. هم‌چنین در این شکل دیده می‌شود که با کاهش سهم مشارکت مهاربند در قاب‌های ۴ طبقه (از مدل S1 تا S5) هم شکل‌پذیری مهاربند زانویی و هم مهاربند ضربدری افزایش می‌یابد. این نتیجه بیشتر در بخش منحنی ظرفیت نیز به دست آمده بود. اما با کاهش سهم مشارکت مهاربند در قاب‌های ۸ طبقه (از مدل S1 تا S6) فقط شکل‌پذیری مهاربند زانویی بیشتر می‌شود و شکل‌پذیری مهاربند ضربدری در سهم مشارکت مهاربند ۵۰ درصد (مدل S4) بیشترین مقدار را دارد. این نتیجه بیشتر توسط ماهر و اکبری [۳] نیز در مورد ضریب رفتار قاب‌های بتنی مهاربندی شده با مهاربند ضربدری به دست آمده بود.

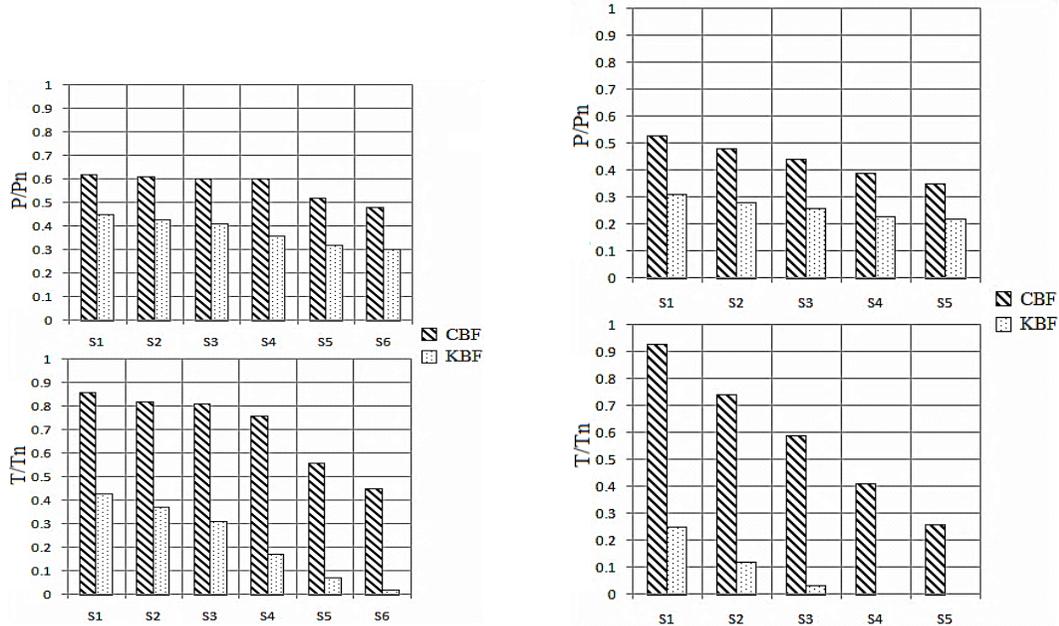
همانطور که در شکل ۲۲ مشاهده می‌شود در تمامی مدل‌های ۴ طبقه، قاب‌های با $R=75\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=25\%$ شکل‌پذیری بیشتری دارند و حتی شکل‌پذیری آن‌ها از شکل‌پذیری مهاربند ضربدری معادلشان نیز بیشتر است. اما شکل‌پذیری قاب‌های ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند‌های مختلف با یکدیگر تفاوت چندانی ندارد و فقط قاب‌های با $R=25\%$ نسبت به قاب‌های با $R=50\%$ و $R=75\%$ (عمدتاً در مدل‌های S1 تا S4) شکل‌پذیرترند.



شکل ۱۳- نقطه عملکرد قاب‌های (a) ۴ و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربدری



شکل ۱۴- منحنی ظرفیت قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی

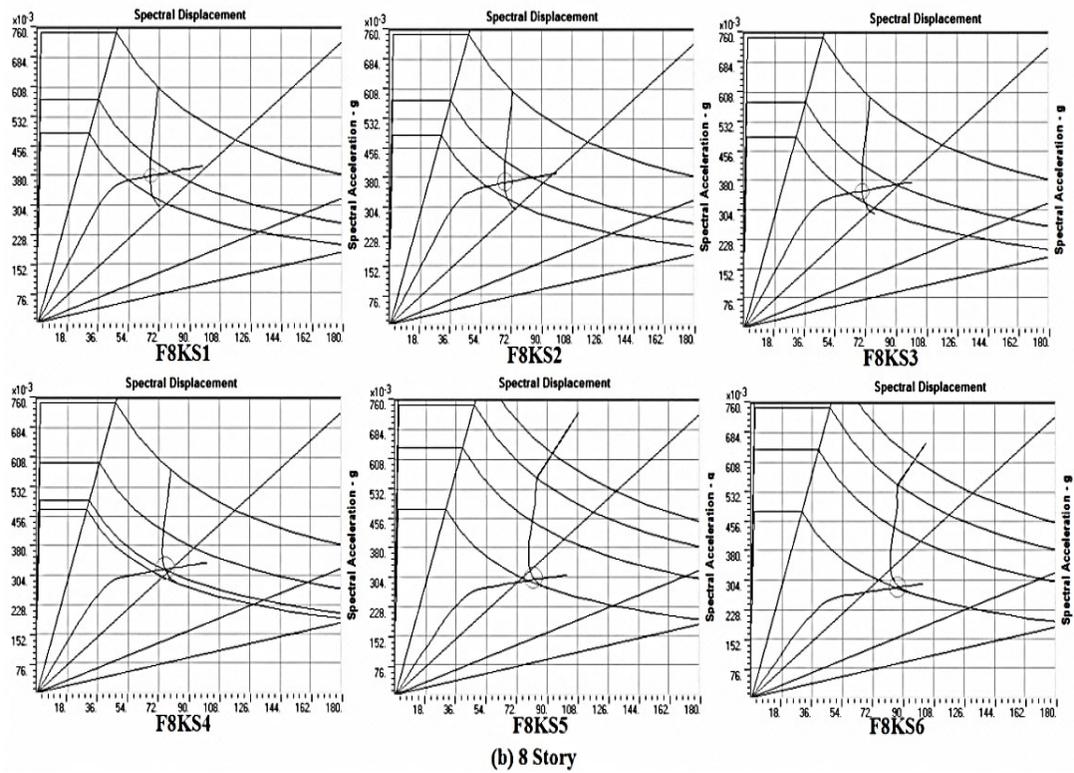
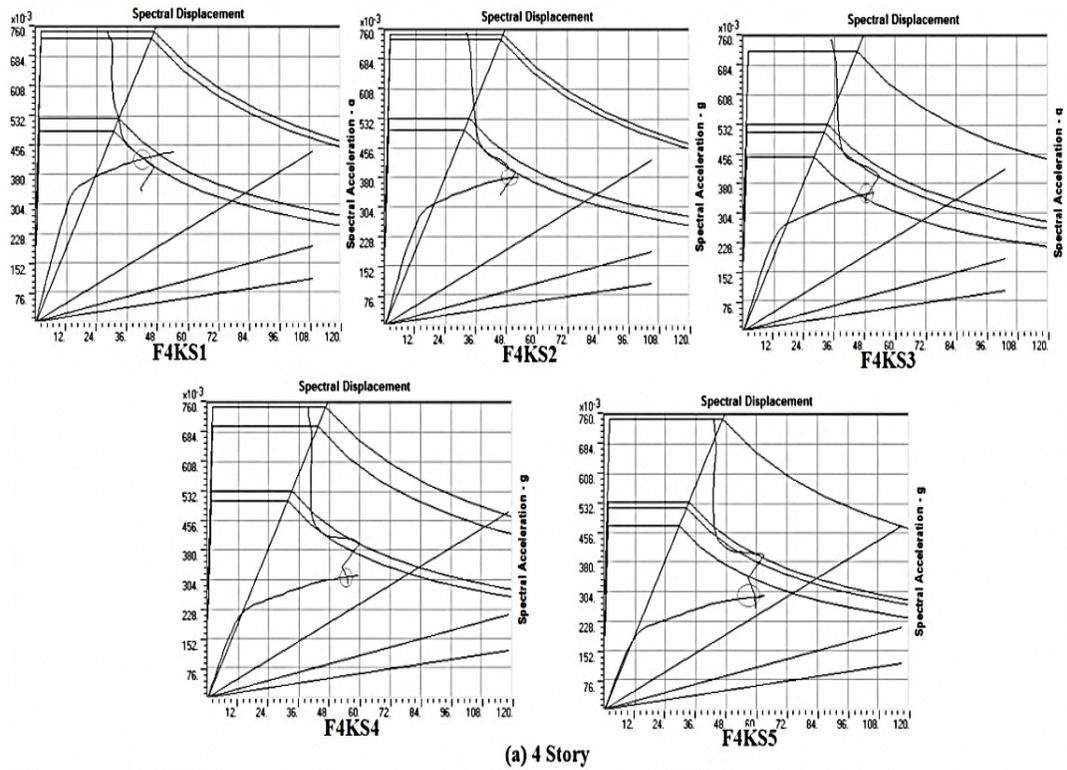


شکل ۱۶- نسبت نیروی محوری به ظرفیت ستون در

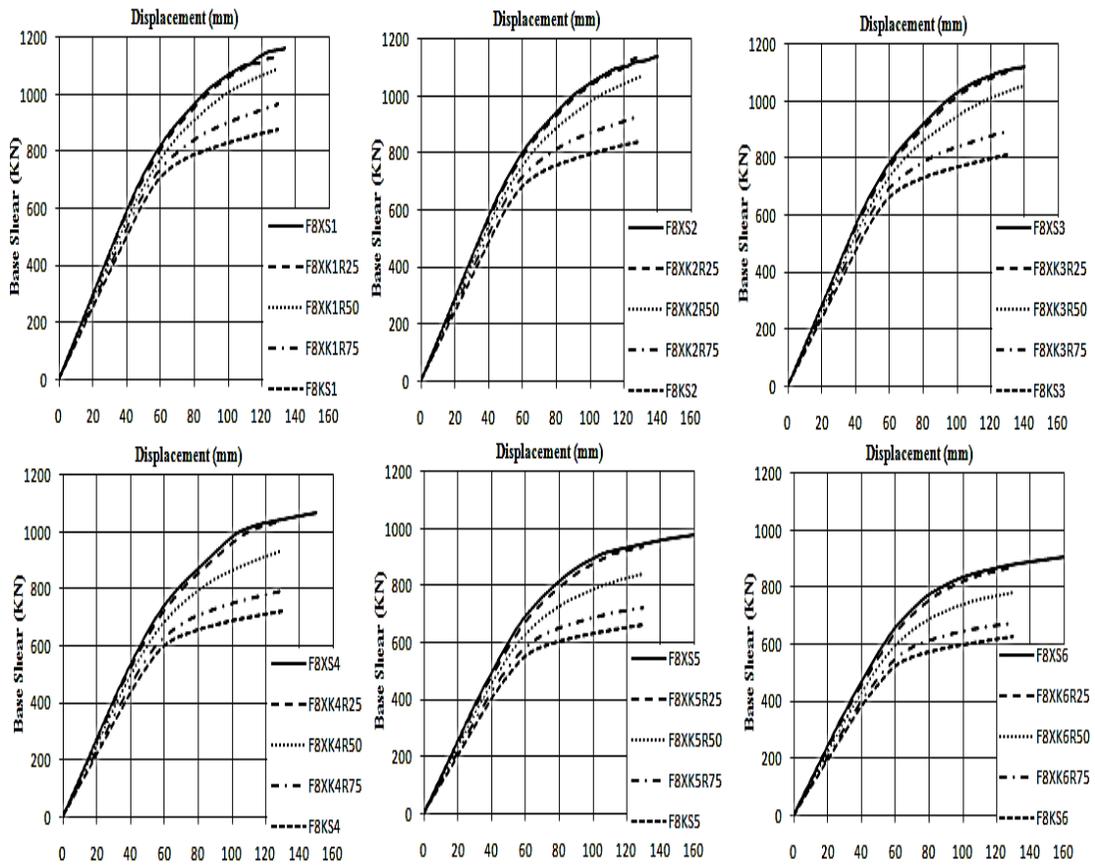
قاب‌های ۸ طبقه مهاربندی شده

شکل ۱۵- نسبت نیروی محوری به ظرفیت ستون در

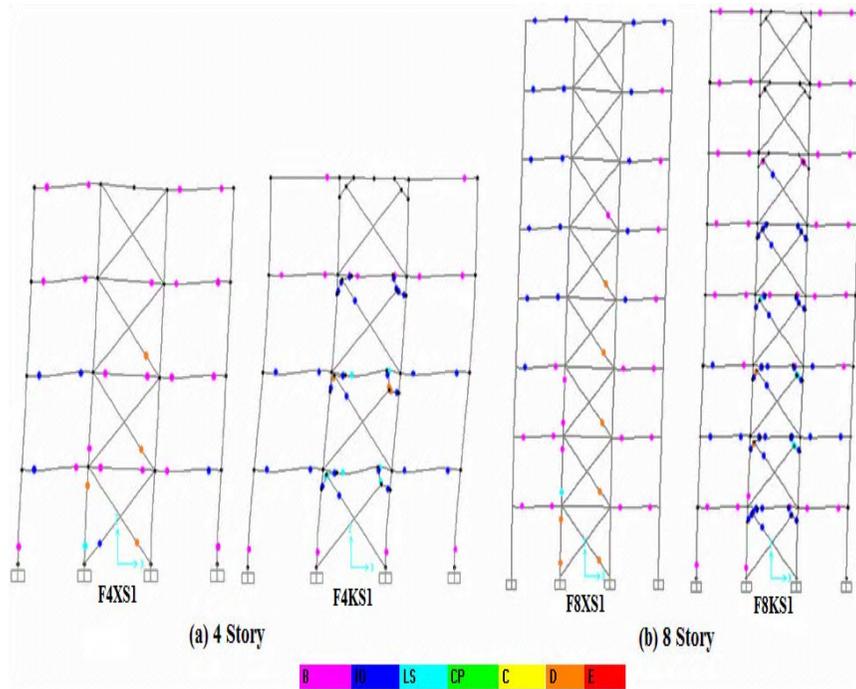
قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی شده



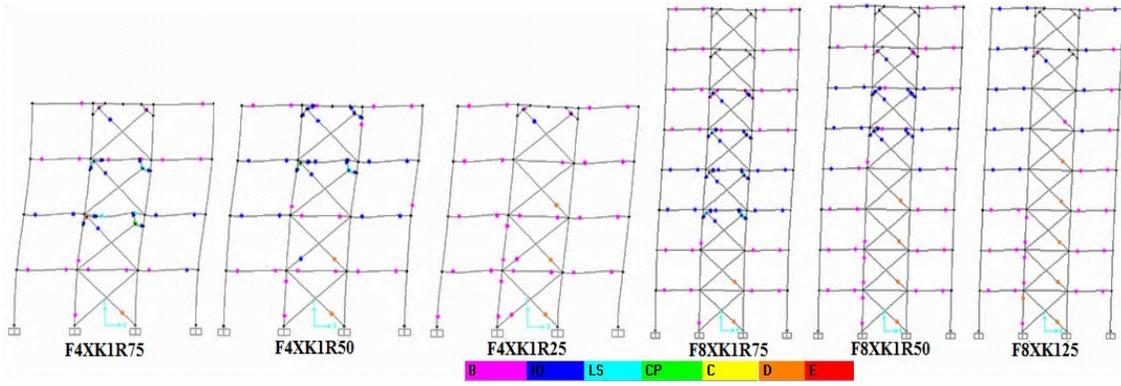
شکل ۱۷- نقطه عملکرد قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند زانویی



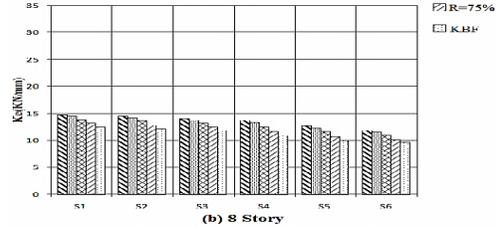
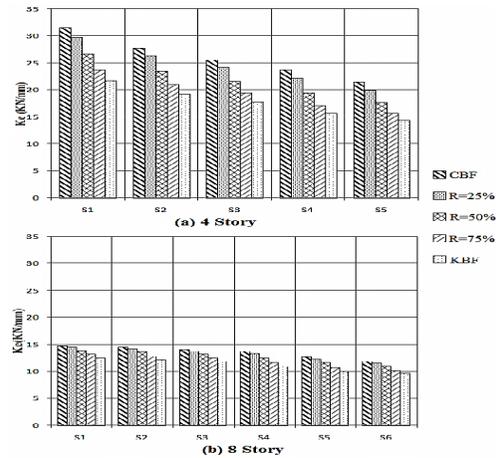
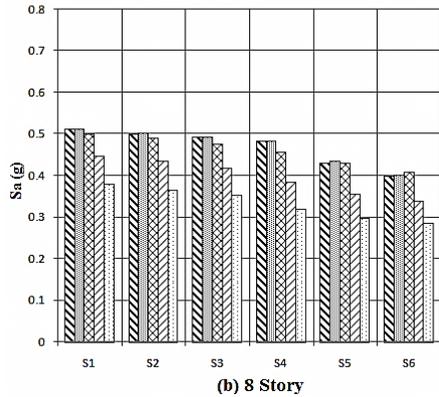
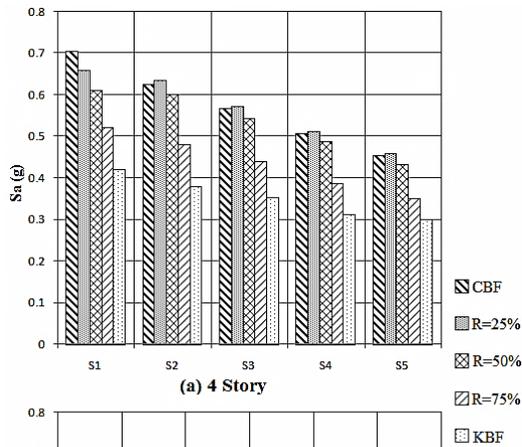
شکل ۱۸- منحنی ظرفیت قاب‌های ۸ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربه‌ری و زانویی



شکل ۱۹- مکانیسم فروریزش قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربه‌ری و مهاربند زانویی

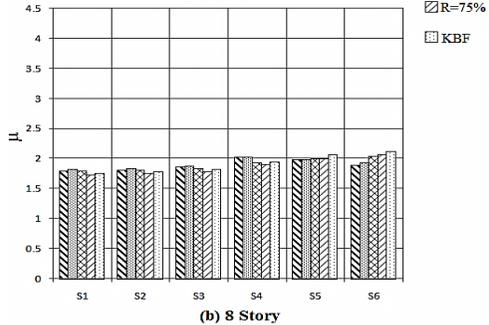
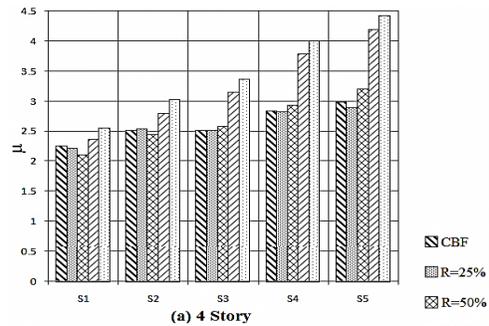


شکل ۲۰- مکانیسم فروریزش قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدری و مهاربند زانویی



شکل ۲۱- سختی قاب‌های (a) ۴ طبقه و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی

شکل ۲۲- شتاب طیفی قاب‌های (a) ۴ طبقه و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی



شکل ۲۳- شکل پذیری قاب‌های (a) ۴ طبقه و (b) ۸ طبقه مهاربندی شده با ترکیب مهاربند ضربدری و زانویی

۵- نتایج

کاهش سهم مشارکت مهاربند در قاب‌های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه مهاربندی شده با مهاربند ضربدری، مقاومت یا ظرفیت باربری سازه را کاهش می‌دهد. اما نکته مثبت آن است که با کاهش سهم مشارکت مهاربند، شتاب طیفی وارد بر سازه و در نتیجه تقاضای لرزه‌ای آن کاهش یافته و هم‌چنین با کاهش

قاب‌های ۸ طبقه بتن مسلح مهاربندی‌شده با سیستم ترکیبی با هر دو نسبت $R=75\%$ و $R=25\%$ رفتار مطلوبی دارند. قاب‌های با $R=75\%$ ضمن آن‌که سختی و مقاومت بیش‌تری از مهاربند زانویی دارند شتاب طیفی کمتری از مهاربند ضربدری را به سازه وارد می‌کنند و برای طراحی در سطح آستانه فروریزش نیز مناسب می‌باشند. قاب‌های با $R=25\%$ شکل‌پذیری بیشتری از مهاربند ضربدری داشته و سختی و مقاومتی معادل آن دارند اما به دلیل نیروهای محوری بزرگی که به ستون (خصوصاً زمانی که سهم مشارکت مهاربند زیاد است) وارد می‌کنند؛ برای طراحی در سطح آستانه فروریزش مناسب نمی‌باشند.

۶- مراجع

- [۱]. Abou-Elfath, H., Ghobarah, A., Behavior of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing, Civil engineering, Vol.27, PP.433- 444, 2000.
- [۲]. Abou-Elfath, H., Ghobarah, A., Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing, Engineering structures, Vol.23, PP.745-755, 2001.
- [۳]. Maheri, M.R., Akbari, R., Seismic behavior factor R for steel X-braced and knee-braced RC buildings, Engineering structures, Vol.25, PP.1505- 1513, 2003.
- [۴]. Maheri, M.R., Sahebi, A., Use of steel bracing in reinforced concrete frames, Engineering structures, Vol.19, No.12, PP.1018- 1024, 1997.
- [۵]. Maheri, M.R., Kousari, R., Razazan, M., Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames, Engineering structures, Vol.25, PP.1697- 1705, 2003.
- [۶]. Maheri, M.R., Hadjipour, A., Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame, Engineering structures, Vol.25, PP.1707- 1714, 2003.
- [۷]. Ochoa, D.A., Disposable knee bracing: improvement in seismic design of steel frames, Structural engineering, Vol.112, No.7, PP.1544-1552, 1986.
- [۸]. Balendra, T., Sam, M.T., Liaw, C.Y., Lee, S.L., Preliminary studies into the behavior of knee braced frames subjected to seismic loading, Engineering structures, Vol.13, PP.67- 74, 1991.

نیروهای محوری منتقل‌شده از مهاربند به ستون، اکثر مفاصل پلاستیک به جای ستون‌های قاب بتنی در مهاربندها تشکیل می‌شود. این مسأله باعث می‌شود نقطه عملکرد سازه به سمت ناحیه غیرالاستیک منحنی ظرفیت حرکت کند.

کاهش سهم مشارکت مهاربند در قاب‌های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند زانویی نیز مقاومت یا ظرفیت باربری سازه را کاهش می‌دهد. اما نکته مثبت آن است که با کاهش سهم مشارکت مهاربند، شتاب طیفی وارد بر سازه و در نتیجه تقاضای لرزه‌ای آن کاهش یافته و شکل‌پذیری، میرایی و استهلاک انرژی سازه افزایش می‌یابد. نکته مهم در مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح با مهاربند زانویی این است که مکانیسم فروریزش سازه با تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای زانویی و تیرهای قاب رخ می‌دهد و عمدتاً ستون‌ها الاستیک باقی می‌مانند.

مقایسه رفتار قاب‌های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری و زانویی نشان می‌دهد، سختی و مقاومت قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند ضربدری از مهاربند زانویی بیشتر بوده و همین مسأله سبب می‌شود سیستم مهاربند ضربدری شتاب‌های طیفی بزرگتری را به سازه وارد کند و در نتیجه تقاضای لرزه‌ای سازه را افزایش دهد. هم‌چنین مهاربند ضربدری نسبت به مهاربند زانویی، نیروهای محوری بیشتری به ستون‌های کششی و فشاری مجاور خود خصوصاً در طبقات پایین سازه وارد می‌کند. شکل‌پذیری مهاربند زانویی در قاب‌های کوتاه از مهاربند ضربدری بیشتر است اما این مسأله در مورد قاب‌های متوسط همواره صادق نیست.

مشکل سیستم مهاربند ضربدری در قاب‌های ۴ طبقه، شکل‌پذیری کم و تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون می‌باشد و از طرفی مشکل سیستم مهاربند زانویی در این قاب‌ها سختی و مقاومت پایین آن‌هاست. قاب‌های بتن مسلح ۴ طبقه مهاربندی‌شده با سیستم مهاربند ضربدری و زانویی ترکیبی با $R=75\%$ سختی و مقاومت بیشتری از مهاربند زانویی و شکل‌پذیری بیشتری از مهاربند ضربدری دارند و علاوه بر آن شتاب طیفی کمتری نسبت به مهاربند ضربدری به سازه وارد می‌کنند. نیروهای محوری منتقل‌شده به ستون در این سیستم ترکیبی کم بوده و ستون‌های قاب عمدتاً الاستیک باقی مانده‌اند.

- [۱۳]. Godinez- Dominguez, E.A., Tena- Colunga, A., Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading, Engineering structures, Vol.32, PP.944- 963, 2010.
- [۱۴]. Clement, D.E., William, M.S., Blakeborough, A., Bourahla, N., Seismic behavior of knee braced frames, Structures and buildings, Vol.152, PP.147-155, 2002.
- [۹]. Elnashai, A.S., Mwafy, A.M., Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Engineering structures, Vol.23, PP.407- 424, 2001.
- [۱۰]. FEMA356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 2000, Federal Emergency Management Agency.
- [۱۱]. FEMA440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency and Applied Technology Council (ATC55 project), 2005.
- [۱۲]. ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol.1, Applied Technology Council, 1996.

Behavior of Reinforced Concrete Frames Braced with a Combination of X and knee Bracing

F. Rezaie*

Assistant Professor, Bu-Ali Sina University

Sh.Jafari Rad

MSc. , Bu-Ali Sina University

(Received: 2014/1/27 - Accepted: 2014/6/1)

Abstract

In this study, 4 and 8 story reinforced concrete frames retrofitted with X and Knee bracing systems using SAP2000 V14 software and nonlinear static analysis. Then the behavior of these two systems are compared with each other and according to standard 2800 requirements, X-bracing system are located on the lower stories. Static analysis is performed using a uniform and triangular load patterns. Nonlinear plastic hinges have been assigned to the each seismic elements (beams and columns of moment resisting frame, steel bracing and knee elements). Models are chosen such that the participation of moment frame columns and steel bracing in different models have varied. The results indicate that in the X-braced reinforced concrete frames, large tensile forces are applied to the adjacent columns of steel bracing, especially in the lower stories. This problem cause forming plastic hinges in the columns. Also, reinforced concrete frames with knee bracing have the low strength and stiffness, while it is not always more ductile than X bracing. In this research combination of two systems, X and knee bracing, at the height indicate a bracing system that has desirable features of two bracing systems simultaneously and disadvantages of each system can be modified by the other.

Keywords: RC Frame, X-bracing, Knee bracing, Bracing Participation, Pushover Analysis.

* Corresponding author: ffrezaie@gmail.com